MODIFIKASI JEMBATAN CISUDAJAYA – KABUPATEN SUKABUMI, JAWA BARAT DENGAN SISTEM RANGKA BATANG MENGGUNAKAN MATERIAL *FIBER REINFORCED POLYMER (FRP)*

Nama Mahasiswa	**: Tubagus Kamaludin**
NRP	**: 3110 100 076**
Jurusan	**: Teknik Sipil FTSP – ITS**
Dosen Konsultasi	**: Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D.**
	Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo, MS.

Abstrak

Jembatan Cisudajaya ini menghubungkan ruas jalan antara Kabupaten Sukabumi dengan Kabupaten Cianjur atau Kota Bandung. Jembatan ini dibangun sebagai salah satu prasarana trnasportasi yang menghubungkan Kabupaten Sukabumi dengan Kota Bandung. Bangunan eksisting pada jembatan ini berupa jembatan girder.

Tugas akhir ini mencoba memberikan alternatif untuk mendesain ulang Jembatan Cisudajaya di Kabupaten Sukabumi, Jawa Barat dengan sistem rangka batang menggunakan material Fiber Reinforced Polymer (FRP). Jembatan ini mempunyai bentang sekitar ±30 meter. Material ini memang jarang dijumpai di Indonesia. Akan tetapi material ini mempunyai beberapa keunggulan, antara lain berat material yang lebih ringan dibandingkan beton dan baja sehingga pada saat pelaksanaan di lapangan akan lebih mudah dan lebih murah pada saat proses pemasangannya. Selain itu dari segi perawatan jembatan, material Fiber Reinforced Polymer (FRP) tidak perlu membutuhkan perawatan yang ekstra seperti jembatan rangka batang baja lainnya, karena material ini tahan terhadap korosi. Oleh karena itu jembatan yang menggunakan material ini bisa dikatakan lebih ekonomis jika dibandingkan dengan jembatan baja dan beton yang sering kita temui di Indonesia.

Jembatan dengan material Fiber Reinforced Polymer (FRP) ini sudah diproduksi dalam jumlah besar di negara maju seperti Amerika Serikat, Jerman, Spanyol, dan China. Meskipun dengan bentang pendek (± 20 meter), jembatan dengan material ini tentunya bisa kita contoh untuk diaplikasikan di negara kita. Karena inovasi tersebut bisa membuka wawasan untuk masyarakat sekitar kita dan bisa mamjukan dunia ketekniksipilan di Indonesia.

Secara umum perencanaan jembatan ini menggunakan literatur perencanaan jembatan seperti Bridge Management System (BMS, 1992), RSNI T – 02 – 2005 sebagai acuan pembebanan. Sedangkan untuk perencanaan dimensi profil strukturnya akan dilakukan terlebih dahulu (preliminary) kemudian baru dikontrol sesuai dengan kontrol kekuatan profil yang ada pada peraturan perencanaan struktur AISC – LRFD serta literatur – literatur yang ada di website (strongwell corp).

***Kata kunci** : Jembatan Cisudajaya, Jembatan Rangka Batang, material, Fiber Reinforced Polymer (FRP)*

MODIFICATION OF BRIDGE CISUDAJAYA - SUKABUMI DISTRICT, WEST JAVA FRAME WITH TRUSS SYSTEM USING FIBER REINFORCED POLYMER (FRP) MATERIAL

Student Name : **Tubagus Kamaludin**
NRP : **3110 100 076**
Department : **Teknik Sipil FTSP – ITS**
Supervisor : **Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D.**
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo, MS.

Abstract

This Cisudajaya bridge connecting roads between Sukabumi to Bandung or Cianjur. The bridge was built as one of the transportation infrastructure that connects Sukabumi to Bandung. Building on the existing bridge is a bridge girder.

This final project tries to provide an alternative to redesign the bridge Cisudajaya in Sukabumi, West Java with a truss system using materials Fiber Reinforced Polymer (FRP). This bridge has a span of about +_ 30 meters. This material is rarely found in Indonesia. However, this material has several advantages, including a lighter weight material than concrete and steel so that when the implementation on the ground will be easier and cheaper during the installation process. Also in terms of bridge maintenance, materials Fiber Reinforced Polymer (FRP) no need to require extra care as other steel truss bridges, because these materials are resistant to corrosion. Therefore, the bridge uses this material can be said to be more economical when compared to steel and concrete bridge that we often encounter in Indonesia.

Bridge with material Fiber Reinforced Polymer (FRP) has been produced in large quantities in the developed countries like USA, Germany, Spain, and China. Despite the short span (± 20 meters), the bridge with the course material we can for example be applied in our country. Because of these innovations

can bring more information to the community around us and the world could bring forward civil engineering in Indonesia.

In general, this bridge planning using the planning literature as Bridge Management System (BMS, 1992), RSNI T - 02-2005 as the reference load. As for planning dimensional structure profiles will be done first (preliminary) new then controlled according to the power control profiles that exist on the structure of the planning regulations AISC - LRFD and literature - literature available on the website (strongwellcorp).

Keywords : *Cisudajaya Bridge, bridge trusses, materials, Fiber Reinforced Polymer (FRP)*

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

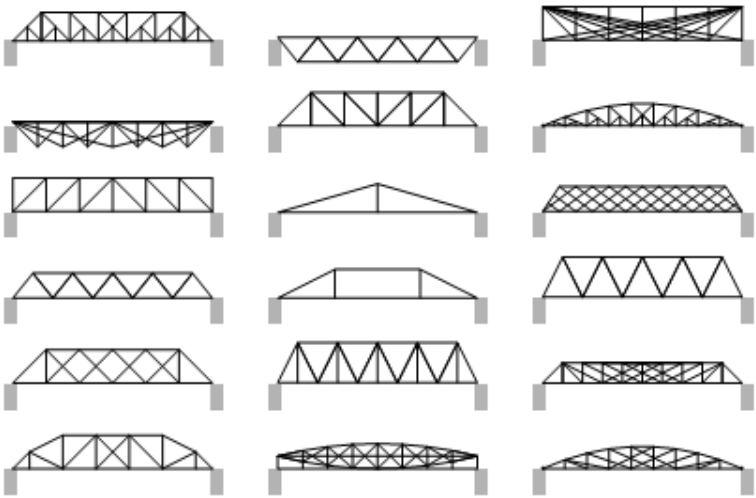
2.1.1 Jembatan

Jembatan secara umum adalah suatu konstruksi yang dibangun untuk melewatkan suatu massa atau traffic lewat atas suatu penghalang atau rintangan seperti sungai, lembah, rel kereta api ataupun jalan raya. Penjelasan pada *Pasal 86 ayat (3) PP No. 34 Tahun 2006* tentang Jalan menyebutkan bahwa yang dimaksud dengan "jembatan" adalah jalan yang terletak di atas permukaan air dan/atau di atas permukaan tanah. Jika ditinjau berdasarkan panjang bentangnya, jembatan dibagi menjadi dua macam yaitu jembatan bentang pendek dan jembatan bentang panjang. Dimana bentang pendek disini didefinisikan sebagai jembatan dengan panjang bentang lebih kecil dari 120 meter dan bentang panjang adalah jembatan dengan panjang bentang lebih dari 120 meter (*D Johnson Victor, 1980*).

Seiring dengan perkembangan jaman, desain dan bentuk jembatan yang ada di Indonesia juga terus berkembang. Antara lain dari jenis jembatan yang ada di Indonesia terdiri dari Jembatan Busur, Jembatan Rangka Batang, Jembatan Beton Pratekan, Jembatan Beton Bertulang, Jembatan Orthotropic, Jembatan Gelagar Baja, Jembatan Komposit, Jembatan Girder (Modul Kuliah Rekayasa Jembatan). Dilihat dari fungsinya, jembatan dibagi menjadi Jembatan Pejalan Kaki, Jembatan Jalan Raya, Jembatan Rel Kereta Api. Untuk desain juga beragam tergantung dari bentang dan jenis jembatan yang akan digunakan, misalnya jembatan berbentuk busur, bentuk segitiga, bentuk dll. Dari segi material, di negara kita yang sering kita jumpai adalah jembatan dari material baja, beton, dan kayu.

Pada Tugas Akhir ini, penulis akan merencanakan ulang struktur dari Jembatan Cisudajaya di Kabupaten Sukabumi, Jawa Barat yang terbuat dari Jembatan Girder menjadi Jembatan

Rangka Batang dengan menggunakan material *Fiber Reinforced Polymer (FRP)*. Material ini sangat jarang kita jumpai di Indonesia untuk mendesain sebuah jembatan. Berikut ini adalah berbagai macam bentuk dan desain Jembatan Rangka Batang pada gambar 2.1 (Modul Kuliah Rekayasa jembatan) :



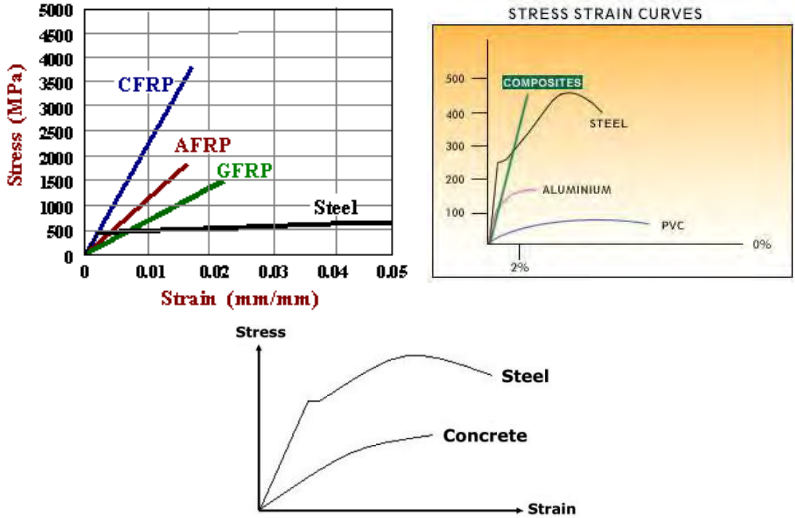
Gambar 2.1 Macam – macam desain jembatan rangka batang

Dalam perencanaan struktur atas jembatan ini akan mengacu pada beberapa peraturan yang ada. Antara lain *Bridge Management System 1992 (BMS)* dan RSNI T – 02 – 2005 untuk menentukan segala macam pembebanan yang bekerja pada struktur jembatan tersebut. Sedangkan untuk perhitungan yang berhubungan dengan material *Fiber Reinforced Polymer (FRP)* akan menggunakan *AISC – LRFD,* modul dari produk strongwellcorp, serta literatur – literatur lainnya. Pada bangunan bawah jembatan literatur yang digunakan mengacu pada modul kuliah Mekanika Tanah dan Pondasi. Oleh karena itu, jembatan yang menggunakan material ini bisa jadi sebagai solusi di masa mendatang bagi pemerintah untuk merencanakan jembatan dengan menggunakan material *Fiber Reinforced Polymer (FRP)*.

2.1.2 Fyber Reinforced Polymer (FRP)

Material ini jarang kita jumpai di Indonesia. Akan tetapi di negara lain, material ini berkembang cukup pesat. Misalnya di negara Amerika Serikat, Jerman, Spanyol, China, dan lain – lain sudah memproduksi material ini dalam jumlah besar dan sudah menerapkannya dengan baik.

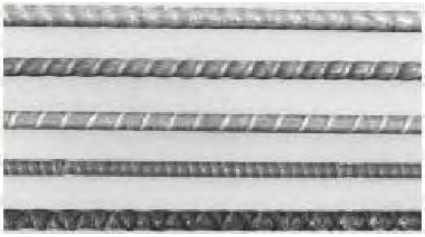
Fiber Reinforced Polymer (FRP) adalah material komposit yang terbuat dari campuran polimer resin yang diperkuat dengan serat kaca atau *carbon fiber*. Jenis resin yang digunakan dapat mempengaruhi stabilitas kelembaban, ketahanan korosi dan ketahanan terhadap panas. Penambahan resin juga mempengaruhi secara signifikan terhadap karakteristik kegagalan, kekuatan tarik dan ketahanan terhadap leleh (Strongwell Corp. *Design Guide*, 2002). Selain itu, FRP merupakan bahan yang ringan jika dibandingkan dengan baja dan beton, perawatannya yang mudah, serta anti magnetic. Berikut ini pada gambar 2.2 *(google)* akan dijelaskan stress strain diagram dari beberapa material yang sering kita jumpai :



Gambar 2.2 Stress strain diagram of materials

- **Perkembangan FRP *(Fiber Reinforced Polymer)***

Bahan ini mengalami perkembangan yang cukup pesat. Dimulai dari pertama kali muncul yaitu berupa tulangan – tulangan yang bisa dijadikan sebagai tulangan pada konstruksi beton bertulang. FRP cukup baik untuk pengganti tulangan baja pada beton bertulang dan terbukti kuat digunakan sebagai material untuk meningkatkan ketahanan struktur balok, kolom, joint balok – kolom dan berbagai struktur lainnya terhadap gempa. FRP mempunyai kekuatan *ultimate* yang lebih tinggi dan bobot yang lebih rendah dibandingkan dengan baja sehingga penanganannya secara signifikan menjadi lebih mudah. Berikut ini adalah contoh tulangan FRP pada gambar 2.3 :



Gambar 2.3 Bentuk tulangan – tulangan FRP

Berikutnya tulangan – tulangan yang terbuat dari FRP tersebut mulai dikembangkan lagi menjadi bentuk lembaran – lembaran. Sering kita jumpai lembaran – lembaran yang terbuat dari FRP. Misalnya untuk melapisi kayu, beton, baja pada proses konstruksi serta untuk melapisi sesuatu agar terhindar dari goresan atau semacamnya. Tentunya untuk membuat tulangan – tulangan menjadi lembaran – lembaran FRP membutuhkan proses fabrikasi serta pemantauan yang cukup panjang. Berikut adalah contoh FRP berbentuk lembaran – lembaran yang ada di pasaran pada gambar 2.4 :

Gambar 2.4 Contoh aplikasi lembaran – lembaran FRP

Seiring dengan perkembangan teknologi yang ada, tulangan – tulangan dan lembaran – lembaran yang terbuat dari FRP tersebut mengalami kemajuan. Sampai saat ini di negara Amerika Serikat, China, dan Jerman FRP sudah berevolusi menjadi profil – profil utuh dalam jumlah besar.

Profil tersebut bisa dikatakan bisa menggantikan penggunaan profil baja dalam mendesain struktur bangunan sederhana. Antara lain railing, profil tank, bahkan struktur jembatan bentang pendek. Masih banyak contoh lainnya yang sudah diterapkan di negara – negara maju.

Utamanya pada profil dari FRP ini berbentuk WF, I – beam, Hollow, Canal, dan lain – lain. Profil tersebut sama seperti profil lainnya yang ada di pasaran (umumnya terbuat dari baja). Tentunya tidak mudah dan membutuhkan waktu yang cukup lama untuk melalui proses tersebut. Selain itu pada saat proses fabrikasi tentunya harus benar – benar dipantau agar mutu dan kualitasnya terjamin. dengan kata lain perlu ada tim khusus dalam menangani material yang mulai berkembang pesat ini. Berikut ini dijelaskan pada gambar 2.5 contoh profil – profil utuh yang terbuat dari FRP :

Gambar 2.5 Contoh profil dan aplikasi material FRP

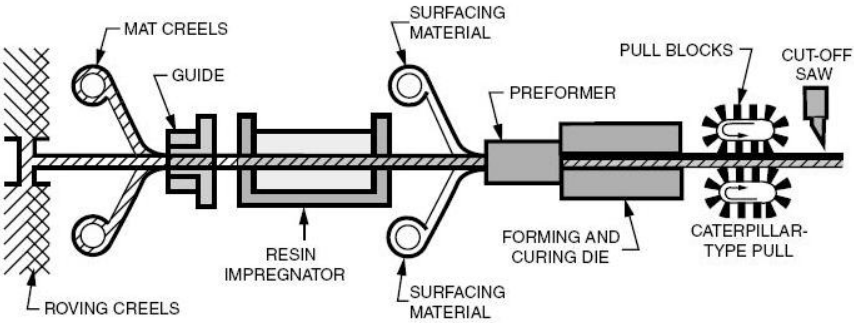
- **Proses Pembuatan material FRP**

Untuk berhasil menjadikan material ini menjadi sebuah profil yang utuh sesuai dengan kebutuhan konsumen dibutuhkan proses panjang. Tentunya diadakan penelitian dan pemantauan khusus secara berkala dalam setiap prosesnya. Salah satu cara yang penulis temukan adalah *Pultrusion*

Pultrusion yaitu proses manufaktur untuk memproduksi profil FRP dengan panjang menerus. bahan baku yang digunakan adalah campuran resin cair (mengandung resin, pengisi dan bahan aditif khusus) dan serat fiber kontinu yang dibentuk seperti gulungan tikar. proses ini dilakukan dengan cara menarik bahan-bahan baku kedalam cetakan baja yang dipanaskan menggunakan mesin penarik secara berkelanjutan. sebagai perkuatan ditambahkan campuran resin cair pada bagian *Resin Impregnator* kemudian diberikan tambahan bahan aditif sebagai pelapis dari permukaan bentuk truktural material FRP (Strongwell Corp. *Design Guide*, 2002).

Pada gambar 2.6 berikut merupakan gambaran sederhana dari proses *Pultrusion.* Pada proses ini panjang profil FRP yang

dihasilkan dapat di tentukan sesuai dengan pesanan serta ketersediaan yang ada di pabrik dan kemampuan dari modal trasnportasi yang dipakai untuk mengangkut profil – profil tersebut.



Gambar 2.6 Skema proses *pultrusion*

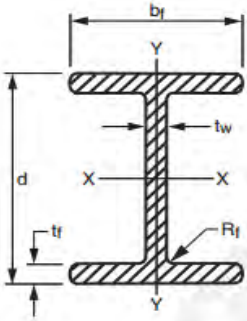
Seiring berjalannya waktu, pembuatan profil dari material *FRP (Fiber Reinforced Polymer)* terus berkembang. Pada tahun 1970 mulai ada permintaan pesanan profil ini untuk struktur utama jembatan dan aplikasi instalasi listrik, meskipun masih dalam jumlah kecil. Akan tetapi pada tahun – tahun berikutnya (lebih tepatnya awal tahun 1980), menjadi titik awal dalam memproduksi ukuran profil dari material ini yang lebih besar agar mampu melayani beban sebagai sebuah *structural member.*

Aplikasi bentuk profil FRP pertama kali digunakan dalam pembangunan gedung *electromagnetic interference (EMI) tes laboratory* yang dibangun tanpa komponen logam (Smallowits 1985). Pada waktu yang sama sebuah perusahaan pulturasi di Amerika Serikat mengawali standarisasi pembuatan profil I – beam untuk konstruksi bangunan. Sejak awal tahun 1990 hingga saat ini penggunaan profil FRP telah berkembang dalam dunia kostruksi, baik sebagai bagian struktur utama, *nonstruktural member* maupun perkuatan struktur.

- **Pemilihan Profil FRP**

Pada pemilihan profil untuk Jembatan Rangka Batang ditentukan berdasarkan gaya – gaya aksial yang bekerja. Spesifikasi material yang digunakan berdasarkan literatur – literatur yang didapatkan pada website www.strongwell.com. Pada website tersebut sudah dijelaskan spesifikasi – spesifikasi profil secara detail yang terbuat dari *Fiber Reinforced Polymer (FRP).* Dalam perencanaan ulang Jembatan Cisudajaya – Kabupaten Sukabumi, Jawa Barat akan menggunakan profil berbentuk I – beam untuk struktur utama jembatan, dan profil siku L untuk ikatan angin. Berikut ini akan disajikan dalam tabel 2.1 dan tabel 2.2 contoh spesifikasi profil I – beam dan siku L yang terbuat dari material *Fiber Reinforced Polymer (FRP)* :

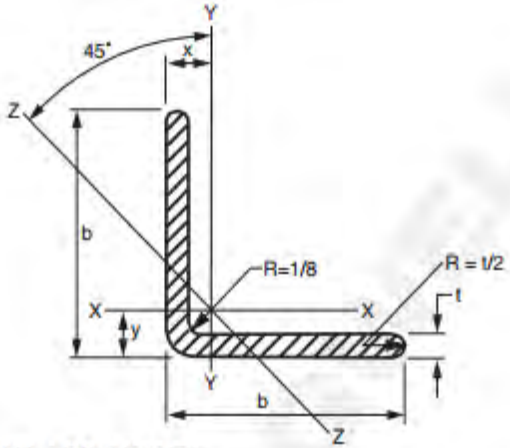
Tabel 2.1 Spesifikasi profil I – beam yang terbuat dari FRP



EXTREN® I-SHAPES

PHYSICAL PROPERTIES							SECTION PROPERTIES						DESIGN PROPERTIES		
SIZE				A	NOM. Wt/ft	R_f	AXIS X—X			AXIS Y—Y			$\frac{b_f}{t_f}$	A_w	J
d	b_f	t_w	t_f				I	S	r	I	S	r			
in	in	in	in	in²	lbs	in	in⁴	in³	in	in⁴	in³	in		in²	in⁴
2	1	1/8	1/8	0.47	0.34	1/16	0.28	0.28	0.77	0.02	0.04	0.21	8.00	0.22	0.002
3	1-1/2	1/4	1/4	1.38	1.11	1/8	1.75	1.17	1.13	0.14	0.19	0.32	6.00	0.63	0.029
4	2	1/4	1/4	1.89	1.48	1/8	4.40	2.20	1.54	0.34	0.34	0.43	8.00	0.88	0.039
5-1/2	2-1/2	1/4	1/4	2.48	1.95	1/8	11.12	4.04	2.12	0.62	0.50	0.50	10.00	1.25	0.055
6	3	1/4	1/4	2.88	2.31	1/8	15.92	5.32	2.36	1.13	0.76	0.63	12.00	1.38	0.060
6	3	3/8	3/8	4.23	3.39	3/16	22.30	7.43	2.31	1.71	1.14	0.64	8.00	1.97	0.198
8	4	3/8	3/8	5.73	4.61	3/16	55.45	13.85	3.12	4.03	2.02	0.84	10.67	2.72	0.268
8	4	1/2	1/2	7.51	6.03	1/4	70.62	17.65	3.08	5.41	2.71	0.85	8.00	3.50	0.625
10	5	3/8	3/8	7.23	5.78	3/16	111.67	22.33	3.93	7.85	3.14	1.04	13.33	3.47	0.338
10	5	1/2	1/2	9.51	7.58	1/4	143.48	28.70	3.90	10.51	4.22	1.06	10.00	4.50	0.788
12	6	1/2	1/2	11.51	9.24	1/4	254.10	42.30	4.70	18.11	6.05	1.26	12.00	5.50	0.958
18	4-1/2	3/8	1/2	11.09	8.34	1/2	513.30	57.00	6.80	7.67	3.41	0.83	9.00	6.38	0.674
24	7-1/2	3/8	3/4	19.90	16.10	1/2	1903.40	158.60	9.80	52.83	14.09	1.63	10.00	8.43	2.510

Tabel 2.2 Spesifikasi profil siku L yang terbuat dari FRP



EXTREN® EQUAL LEG ANGLES

PHYSICAL PROPERTIES				SECTION PROPERTIES						DESIGN PROPERTIES	
SIZE		A	NOM. Wt/ft	AXIS X—X or Y—Y				AXIS Z–Z		b/t	J
b	t			I	S	r	x or y	I	r		
in	in	in²	lbs	in⁴	in³	in	in	in⁴	in		in⁴
1	1/8	0.22	0.17	0.02	0.03	0.30	0.29	0.01	0.19	8.00	0.001
1-1/4	1/8	0.29	0.22	0.04	0.05	0.37	0.35	0.02	0.24	10.00	0.002
1-1/4	3/16	0.42	0.35	0.06	0.07	0.37	0.37	0.03	0.24	6.67	0.005
1-1/2	1/8	0.35	0.28	0.07	0.07	0.45	0.41	0.03	0.29	12.00	0.002
1-1/2	3/16	0.51	0.41	0.11	0.10	0.45	0.44	0.04	0.29	8.00	0.006
1-1/2	1/4	0.67	0.50	0.13	0.13	0.44	0.46	0.06	0.29	6.00	0.007
2	1/8	0.48	0.37	0.19	0.13	0.63	0.55	0.08	0.46	16.00	0.002
2	3/16	0.70	0.56	0.27	0.19	0.61	0.56	0.11	0.39	10.67	0.008
2	1/4	0.92	0.73	0.34	0.24	0.60	0.58	0.14	0.39	8.00	0.020
3	1/4	1.42	1.13	1.18	0.54	0.91	0.82	0.49	0.58	12.00	0.030
3	3/8	2.09	1.66	1.70	0.80	0.90	0.87	0.70	0.58	8.00	0.090
4	1/4	1.92	1.54	2.94	1.00	1.23	1.07	1.21	0.79	16.00	0.040
4	3/8	2.84	2.31	4.26	1.48	1.22	1.12	1.75	0.78	10.67	0.134
4	1/2	3.75	2.86	5.56	1.97	1.22	1.18	2.29	0.78	8.00	0.312
5	1/2	4.71	3.68	11.34	3.35	1.55	1.61	4.87	1.02	10.00	0.390
6	1/4	2.94	2.35	10.70	2.43	1.91	1.59	4.36	1.22	24.00	0.061
6	3/8	4.34	3.44	14.85	3.38	1.85	1.60	6.07	1.18	16.00	0.204
6	1/2	5.72	4.64	19.38	4.46	1.84	1.66	7.92	1.17	12.00	0.480

Masih banyak contoh profil lain yang terbuat dari material *Fiber Reinforced Polymer (FRP).* Antara lain profil hollow, canal, lingkaran, T – beam dll.

2.2 Pembebanan

Jembatan cisudajaya termasuk pada kelas jalan III C. Sehingga kencaraan (beban hidup) yang boleh melintas pada jembatan ini dibatasi sesuai dengan peraturan yang ada. Pada bagian ujung sebelum melintasi jembatan akan ada rambu pada gambar 2.7 berikut ini :

Gambar 2.7 Rambu – rambu jalan kelas IIIC.

Jalan kelas IIIC jika diklasifikasikan menurut fungsinya merupakan jalan lokal dan jalan lingkungan. jalan tersebut melayani angkutan setempat dengan ciri perjalanan jarak dekat dengan kecepatan rata – rata rendah. *(wikipedia indonesia)*. Besarnya dimensi kendaraan bermotor yang melintas ukuran lebarnya tidak boleh melebihi 2,1 meter dan panjang 9 meter. untuk muatan sumbu terberat yang diijinkan maksimal 8 ton. Pada tabel 2.3 akan dijelaskan lebih lengkap mengenai spesifikasi kendaraan yang boleh melintas tiap kelas jalannya :

Tabel 2.3 Kelas jalan berdasarkan muatan yang melintas

	KELAS I	KELAS II	KELAS IIIA	KELAS IIIB	KELAS IIIC
FUNGSI JALAN	ARTERI	ARTERI	ARTERI / KOLEKTOR	KOLEKTOR	KOLEKTOR
DIMENSI / LBR.KEND	MAKS. 2,50 M	MAKS. 2,50 M	MAKS. 2,50 M	MAKS. 2,50 M	MAKS. 2,10 M
DIMENSI / PJG.KEND	MAKS. 18,0 M	MAKS. 18,0 M	MAKS. 18,0 M	MAKS. 12,0 M	MAKS. 9,0 M
MST	> 10 TON	10 TON	8 TON	8 TON	8 TON

Pembebanan pada perencanaan jembatan rangka batang ini mengacu pada peraturan RSNI T – 02 – 2005 dan Bridge Manegement System (BMS). Selain itu, beban yang bekerja pada jembatan cisudajaya ini juga mengacu pada penentuan kelas jalan yang diijinkan pada penjelasan sebelumnya. Beban – beban yang bekerja pada jembatan tersebut meliputi :

2.2.1 Beban tetap/mati

- **Berat sendiri**

Merupakan berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen non struktural yang dianggap tetap. Misalnya berat sendiri jembatan, lantai kendaraan, dan trotoar.

- **Beban mati tambahan**

Merupakan berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan rangka batang yang merupakan elemen non structural dan mungkin besarnya berubah – ubah selama umur jembatan.

2.2.2 Beban hidup

Beban lalu lintas untuk perencanaan jembatan terdiri dari beban lajur UDL, beban terpusat KEL, dan beban truk “T”. Beban lajur UDL bekerja pada seluruh lebar lajur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada jembatan yang ekivalen dengan suatu iring – iringan kendaraan sebenarnya. Beban KEL bekerja pada joint dan terpusat pada titik beban yang direncanakan. Beban truk “T” adalah suatu kendaraan berat dengan 3 as yang ditempatkan pada beberapa posisi dalam lajur lalu lintas rencana. Tiap as terdiri dari dua bidang kontak pembebanan yang dimaksud sebagai simulasi pengaruh roda kendaraan berat.

Pada jembatan rangka batang ini didesain beban hidup yang bekerja hanya 50% (lima puluh persen) dari beban yang sebenarnya. Hal ini dikarenakan kelas jalan pada jembatan ini adalah kelas jalan IIIC. Dimana kendaraan yang boleh melintas maksimal hanya 8 ton. Selain itu karena profil dari jembatan

rangka batang sangat ringan dan memiliki modulus elastisitas (E) yang sangat kecil. berbeda dengan profil yang terbuat dari material baja maupun beton.

- **Beban Lajur "D"**

Secara umum beban UDL akan menentukan dalam perhitungan beban lalu lintas pada jembatan yang mempunyai bentang mulai dari sedang sampai panjang. Sesuai dengan RSNI T – 02 – 2005 6.3.1 beban lajur terdiri dari beban tersebar merata (BTR) yang digabung dengan beban garis KEL (BGT). Beban tersebar merata UDL (BTR) mempunyai intensitas q kPa, yang besarnya tergantung pada panjang total (L) yang dibebani.

$L \leq 30$ m ; $q = 9.0$ kPa

$L > 30$ m ; $q = 9.0\ (0.5 + \frac{15}{L})$ kPa ... (2 – 1)

Dengan pengertian :

q : adalah intensitas beban terbagi rata (BTR) dalam arah memanjang jembatan

L : adalah panjang total jembatan yang dibebani (meter)

Beban garis KEL (BGT) dengan intensitas P (kN/m) harus ditempatkan tegak lurus dari arah lalu lintas pada jembatan. Besarnya P adalah 49,0 kN/m.

- **Beban Truk "T"**

Pembebanan truk "T" didesain berdasarkan kelas jalan yang ada. Yaitu muatan sumbu maksimal adalah 8 ton pada jalan kelas IIIC. Terlepas dari panjang jembatan atau susunan bentang, hanya ada satu kendaraan truk "T" yang bisa ditempatkan pada satu lajur lalu lintas rencana. Kendaraan truk "T" ini harus ditempatkan ditengah – tengah lajur lalu lintas rencana.

- **Faktor Beban Dinamis**

Faktor beban dinamis (*Dynamic Load Allowance* - DLA) merupakan suatu interaksi antara kendaraan yang bergerak

dengan jembatan. Besarnya DLA tergantung dari frekuensi dasar dari suspensi kendaraan, biasabya antara 2 sampai 5 Hz untuk kendaraan berat, dan frekuensi dari getaran lentur jembatan. DLA dinyatakan sebagai beban statis ekivalen.

Untuk pembebanan UDL "D" : DLA merupakan fungsi dari panjang bentang ekivalen seperti tercantum dalam gambar 2.8. Untuk bentang tunggal panjang bentang ekivalen diambil sama dengan panjang bentang sebenarnya. Untuk bentang menerus panjang bentang ekivalen LE diberikan dengan rumus :

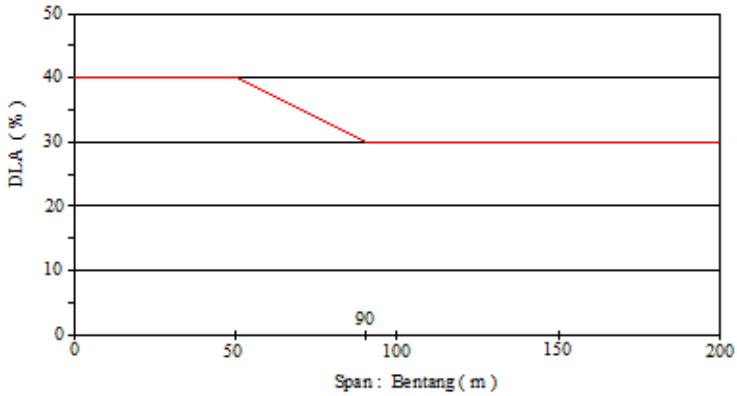
$$L_E = \sqrt{Lev \cdot Lmax}$$

dimana :

Lev = Panjang bentang rata – rata dari kelompok bentang yang disambungkan secara menerus.

Lmax = Panjang betang maksimum dalam kelompok bentang yang disambungkan secara menerus.

Sedangkan untuk pembebanan "T", DLA diambil sebesar 0,4 (seperti pada gambar 2.8 berikut) :

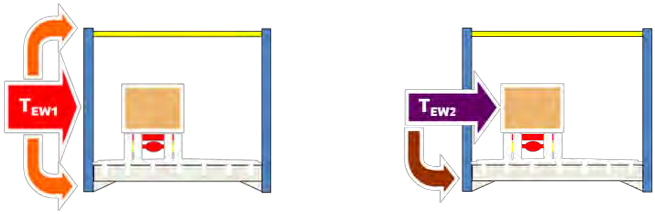


Gambar 2.8 Faktor beban dinamis untuk beban hidup

2.2.3 Aksi lingkungan

- **Beban Angin**

Angin harus dianggap bekerja secara merata pada seluruh bangunan atas. Perencanaan pembebanan angin pada jembatan ini mengacu pada peraturan RSNI T – 02 – 2005 7.6. Model pembebanan beban angin seperti pada gambar 2.9 :



Gambar 2.9 Pembebanan angin

Gaya nominal ultimate dan daya layan jembatan akibat angin tergantung kecepatan angin rencana. Berikut ini perumusan beban angin yang bekerja pada jembatan rangka batang yang dibagi menjadi dua macam :

$$Tew_1 = 0.0006\ Cw\ (Vw)^2\ Ab \quad (kN) \qquad ...\ (2-2)$$

dimana :

Vw = Kecepatan angin rencana untuk keadaan batas yang ditinjau (m/det).
Cw = Koefisien seret (Tabel 2.3)
Ab = Luas koefisien bagian samping jembatan (m^2)

Luas ekivalen bagian samping jembatan adalah luas total bagian yang masif dalam arah tegak lurus sumbu memnjang jembatan. Untuk jembatan rangka luas ekivalen ini dinggap 30 % dari luas yang dibatasi oleh batang – batang bagian luar.

Angin harus dianggap bekerja secara merata pada seluruh bangunan atas dan apabila suatu kendaraan sedang berada diatas jembatan, beban garis merata tambahan arah horizontal harus diterapkan pada permukaan lantai seperti rumus berikut ini :

$Tew_2 = 0.0012\ Cw\ (Vw)^2\ Ab$ (kN/m) ... (2 – 3)
dimana, Cw = 1.2

Tabel 2.4 Koefisien Seret (Cw)

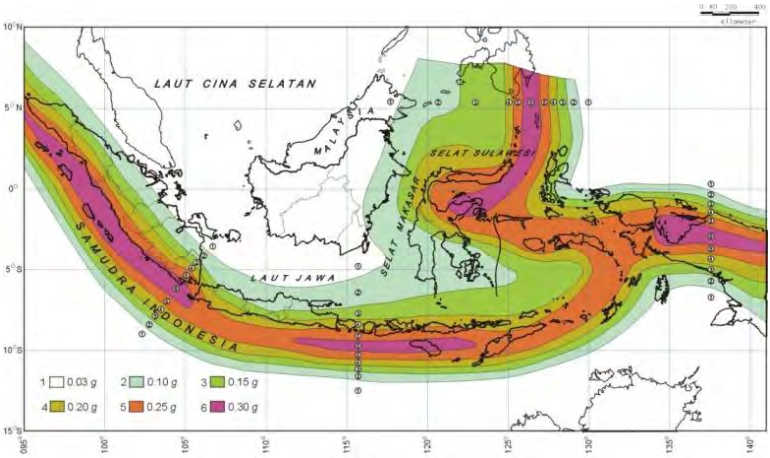
Bridge Type/Tipe Jembatan	Cw
Solid superstructure Bangunan atas masif ; (1), (2) b/d = 1.0 b/d = 2.0 b/d = 6.0	 (3) (3) 1.25 (3)
Truss superstructure Bangunan atas rangka	1.2

Tabel 2.5 Kecepatan Angin Rencana (Vw)

Limit State Keadaan Batas	Location Lokasi	
	Within 5 km of the coast Sampai 5 km dari pantai	> 5 km from the coast > 5 km dari pantai
Service ability Daya layan	30 m/s	25 m/s
Ultimate	35 m/s	30 m/s

- **Beban Gempa**

Dalam perencanaan jembatan harus memperhitungakan beban akibat pengaruh terjadinya gempa. Beban gempa diperhitungkan untuk menghitung perletakan yang akan digunakan pada jembatan rangka batang ini. Jembatan yang terletak di Kabupaten Sukabumi, Jawa Barat ini berada pada wilayah zona gempa 4 (dilihat dari gambar II.10).



Gambar 2.10 Wilayah Zona Gempa Indonesia

Pengaruh gempa rencana hanya ditinjau pada keadaan batas ultimate. Dan untuk beban rencana gempa minimum diperoleh dari rumus berikut :

T'EQ = Kh . I . WT → dimana : Kh = C . S ... (2 – 4)

Keterangan :

T'EQ = Gaya geser dasar total dalam arah yang ditinjau (kN)

Kh = Koefisien beban gempa horizontal

C = Koefisien geser dasar untuk daerah, waktu dan kondisi setempat yang sesuai.

I = Faktor kepentingan.

S = Faktor tipe bangunan.

WT = Berat total nominal bangunan yang mempengaruhi percepatan gempa diambil sebagai beban mati ditambah beban mati tambahan (kN).

Waktu dasar getaran jembatan yang digunakan untuk menghitung geser dasar harus dihitung dari analisa yang meninjau

seluruh elemen bangunan yang memberikan kelekuan dan fleksibilitas dari sistem pondasi. Untuk bangunan yang mempunyai satu derajat kebebasan yang sederhana, memakai rumus sebagai berikut :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_{TP}}{g \cdot K_p}} \qquad \text{... (2 –5)}$$

dimana :

T = Waktu getar dalam detik

g = Percepatan gravitasi (m/dt^2)

W_{TP} = Berat total nominal bangunan atas termasuk beban mati tambahan ditambah setengah berat berat pilar (kN)

Kp = Kekakuan gabungan sebagai gaya horizontal yang diperlukan untuk menimbulkan satu satuan lendutan pada bagian atas pilar (kN/m)

Untuk waktu getar arah memanjang berbeda dengan arah melintang sehingga beban rencana statis ekivalen yang berbeda harus dihitung untuk masing – masing arah.

2.3 Perencanaan Struktur Bangunan Atas

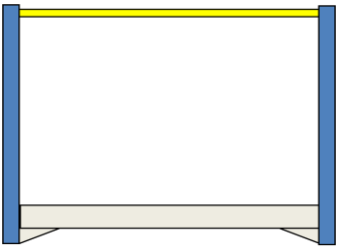
2.3.1 Deck (Lantai Kendaraan)

Deck atau lantai kendaraan termasuk dalam struktur jembatan bagian atas. Bagian ini yang menerima langsung beban lalu lintas yang bekerja diatasnya dan melindungi terhadap keausan. Biasanya untuk jembatan rangka batang, konstruksi deck menggunakan pelat dari beton bertulang atau pelat baja *orthotropic*. Pelat Lantai kendaraan tebalnya berkisar 20 – 30 cm tergantung dari perencanaannya.

Penggunaan sistem lantai yang digunakan pada jembatan rangka mengalami perubahan seiring dengan berkembangnya teknologi ketekniksipilan. Dimulai dari tahun 1980, penggunaan sistem komposit antara girder dan pelat beton menjadi pilihan,

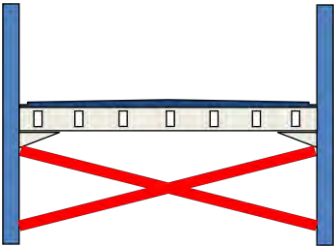
baik dengan menggunakan *stringer* maupun tidak. Sistem ini mengalami kesulitan dalam hal pengecorannya sehingga perlu dibantu dengan bekisting sebagai wadah sekaligus pembentukan beton (*Kolokium Puslitbang Jalan dan Jembatan, 2008*). Jembatan rangka batang jika dilihat dari letak lantai kendaraannya dapat dibagi menjadi 3 jenis, yaitu :

a. Lantai kendaraan di bawah



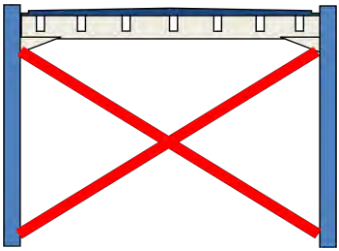
Gambar 2.11 Jembatan rangka batang lantai kendaraan di bawah

b. Lantai kendaraan di tengah (jarang ada di Indonesia)



Gambar 2.12 Jembatan rangka batang lantai kendaraan di tengah

c. Lantai kendaraan di atas



Gambar 2.13 Jembatan rangka batang lantai kendaraan di atas

Pada Jembatan Rangka Batang dengan menggunakan material *Fiber Reinforced Polymer (FRP)* ini didesain lantai kendaraannya berada di bawah dan bersifat tertutup (mempunyai ikatan angin atas). Berikut adalah perencanaan pelat lantai kendaraan :

- Tebal pelat berdasarkan ketentuan pada RSNI T – 12 – 2004 pada pasal 5.5.2 diisyaratkan bahwa tebal pelat lantai kendaraan (ts) harus memenuhi syarat dibawah ini, diantaranya :
  Ts $\geq$ 200 mm
  Ts $\geq$ 100 + 40.b_1 mm ... (2 – 6)

dimana b_1 = jarak antar gelagar memanjang (m).

- **Pembebanan**

  Beban yang bekerja pada pelat lantai kendaraan terdiri dari beban mati dan beban hidup :

  – Beban mati

  Beban mati pada pelat lantai kendaraan teridiri dari

  - berat pelat beton = d . Y_b . 1
  - berat aspal = d . Y_a . 1 +

  q_d = ... KN/m ...(2 – 7)

– Beban hidup

Beban roda truk T = 80 KN

faktor kejut (DLA = 0,4)

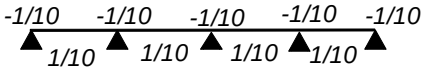
=> T = T (1 + 0,4)

= 80 (1 + 0,4)

= 112 KN

- **Perhitungan Momen Ultimate**

Pelat lantai kendaraan pada jembatan diasumsikan sebagai pelat menerus antara dua atau lebih perletakan. Sehingga digunakan rumus :



$$M_D = \frac{1}{10} \times q_D \times l$$

$$M_L = 0.8 \times \frac{(l + 0.6)}{10} \times T_u$$

dimana ;

l = bentang antar perletakan (jarak antar balok memanjang)

sehingga

$$M_u \text{ total} = M_D + M_L \qquad \text{... (2 – 8)}$$

- **Perencanaan penulangan lentur pelat beton**

Untuk perencanaan penulangan pelat lantai digunakan peraturan perencanaan beton bertulang SNI – 03 – 2847 – 2002.

$$Rn = \frac{Mn}{(b\ d^2)} \qquad \text{... (2 – 9)}$$

$$m = \frac{fy}{0.8\ fc} \qquad \text{... (2 – 10)}$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{1}{m}\left[\ 1 - \sqrt{1 - \frac{2\ m\ Rn}{fy}}\ \right] \qquad \text{... (2 – 11)}$$

- **Kontrol Geser Pons**

Berdasarkan peraturan perencanaan teknik jembatan BMS pasal 6.7.2, kontrol geser pons pada pelat lantai adalah :

- $Vu_c = (fcv + 0{,}3.\sigma cp) \times U \times d$ ... (2 – 12)
- $fcv = 0{,}17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\sqrt{f'c} \leq 0{,}34\sqrt{fc'}$ ... (2 – 13)

dimana :

Vuc = Kekuatan geser ultimate dengan tidak memperhitungkan tulangan geser

U = keliling kritis

d = tinggi efektif diambil rata-rata di sekeliling garis keliling geser kritis

fcv = kuat geser beton

σcp = intensitas rata-rata prategang efektif pada beton

β = perbandingan antara dimensi terpanjang dari luas efektif yang dibebani "y" dengan dimensi "x" (y/x)

2.3.2 Gelagar Memanjang

Balok memanjang berfungsi untuk menopang balok melintang yang ada diatasnya. Gelagar memanjang ini dipasang sesuai bentang jembatan yang dibutuhkan. Cara pemasangan gelagar memanjang menurut peraturan RSNI T – 02 – 2005 yaitu dipasang dengan jarak antar balok memanjangnya sebesar 1 – 1,25 meter. Untuk perhitungan kontrol pada gelagar memanjang akan dijelaskan sebagai berikut :

- **Kontrol penampang**

a) Kontrol terhadap momen lentur

1) Pengaruh tekuk lokal

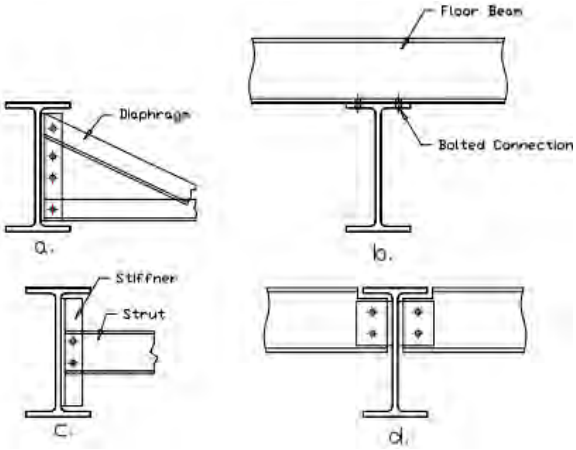
Kekuatan kompresi tekuk lokal flange lebar pultruded, I – Bagian, dapat ditentukan dengan memanfaatkan persamaan berikut. Persamaan bucking lokal yang ada dalam literatur dari pabrik penghasil profil FRP Strongwell corp.

EXTREN® W and I Shapes — Long Column Mode:

$$F_u = \frac{4.9E}{(KL/r)^{1.7}} \quad \text{... (2 – 14)}$$

Dimana :
Fu' = Gaya tekan pada profil FRP (Mpa)
E = Modulus Elastisitas FRP (Mpa)
= 19306 Mpa
K = Kekakuan batang
= 1 (dianggap sendi – sendi)
l = Panjang profil
r = jari – jari girasi minimum antara sumbu x dan sumbu y

2) Pengaruh tekuk lateral



Gambar 2.14 Perkuatan Gaya Lateral Pada Balok

Pada gambar diatas ada beberapa macam perkuatan yang dianggap memberikan gaya lateral pada suatu balok. Untuk perkuatannya harus diperhatikan kekuatan tekuk torsi.

b) Kontrol terhadap geser

Besar gaya geser pada perhitungan elastis diwakili oleh nilai k G_{xy} A_v, dimana k adalah faktor koreksi geser, G_{xy} adalah modulus geser dan A_v adalah luas geser dari penampang. Perhitungan geser sudah di perhitungkan dalam tabel nilai dari (k

G_{zy} A_v) yang sudah di sediakan dalam spesifikasi pabrik (Strongwell Corp. *Design Guide*, 2002). Nilai (k G_{zy} A_v) yang diberikan pada tabel belum termasuk dalam *safety factor.* untuk perhitungan geser digunakan SF= 3

Berdasarkan hukum hook tegangan geser dapat di hitung dengan rumus

$$\tau = \gamma G \qquad \text{... (2 – 15)}$$

Dimana :

τ = Tegangan Geser

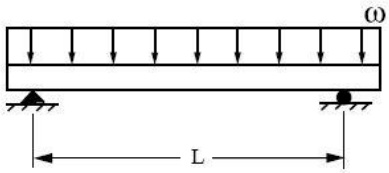
γ = Regangan geser

G = Modulus geser

c) Kontrol terhadap lendutan

Rumus yang dipakai dalam perhitungan defleksi adalah (Strongwell Corp. *Design Guide*, 2002) :

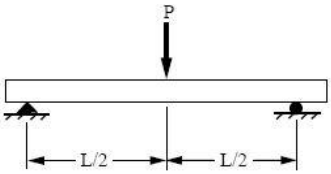
- Untuk beban terbagi rata :



Gambar 2.15 Distribusi beban merata

$$\delta = \frac{5\ \omega\ L^4}{384\ E_{zz}\ I_{xx}} \qquad \text{... (2 – 16)}$$

- Untuk beban terpusat di tengah bentang :



Gambar 2.16 Distribusi beban terpusat

$$\delta = \frac{P\ L^4}{48\ E_{zz}\ I_{xx}} \qquad \text{... (2 – 17)}$$

Dimana :

ω	= Beban terbagi rata
P	= Beban terpusat
L	= Panjang bentang
E_{zz}	= Modulus elastisitas
I_{xx}	= Momen inersia

Maka, lendutan total pada gelagar memanjang adalah :

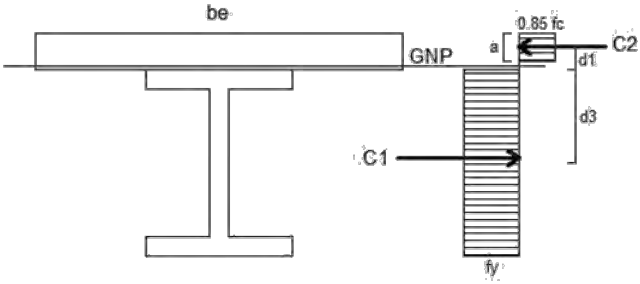
$$\delta_{total} = \frac{5\ \omega\ L^4}{384\ E_{zz}\ I_{xx}} + \frac{P\ L^4}{48\ E_{zz}\ I_{xx}}$$

Lendutan diatas harus memenuhi dari syarat lendutan ijin yaitu sebesar $\frac{L}{240}$

2.3.3 Gelagar Melintang

Balok melintang adalah gelagar yang berada langsung dibawah pelat lantai kendaraan. Balok ini dipasang untuk menopang beban yang berada diatasnya yang terdiri dari pelat lantai kendaraan, trotoar, dan beban lalu lintas kemudian disalurkan ke gelagar memanjang. Balok melintang dipasang berdasarkan lebar jembatan yang akan direncanakan. Dengan jarak sesuai dengan desain rencana gelagar memanjang yang akan dipasang.

Pada perencanaan gelagar melintang Jembatan Rangka Batang ini menggunakan struktur komposit. Dimana beban – beban yang bekerja diatasnya terdiri dari beban hidup dan beban mati. Berikut ini akan disajikan pada gambar II.12 tentang cara menghitung gelagar melintang dari struktur jembatan rangka batang :



Gambar 2.17 Distribusi tegangan pada gelagar melintang setelah komposit

– **Mencari momen nominal dari penampang komposit**

be = $\frac{L}{4}$ → be = S (dipilih nilai be yang terkecil) ... (2 – 18)

C1 = As . fy

C2 = 0,85 . f'c . Ac

a = $\frac{C2}{0.85\ fc\ be}$

d1 = t - $\frac{a}{2}$

d2 = 0

d3 = $\frac{h}{2}$

Mn = C2 . (d1 – d2) + C1 . (d3 – d2) ... (2 – 19)

– **Perhitungan shear connector**

Tegangan geser beton (Qn)

Qn = 0,5 . Asc . $\sqrt{fc\ Ec}$ ... (2 – 20)

Kuat geser baut = Asc . fu (baut) ... (2 – 21)

Vh = C1

Jumlah kebutuhan shear connector (N)

N = $\frac{Vh}{Qn}$ ... (2 – 22)

– **Mencari gaya geser maksimum**

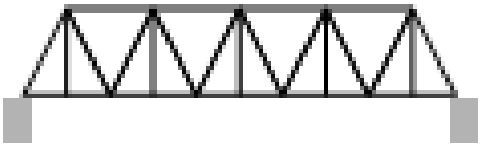
$$\frac{h}{tw} < \frac{1100}{\sqrt{fy}}$$

Vn = 0,6 fy . Aw ... (2 – 23)

2.3.4 Rangka Utama

Struktur yang paling penting pada sebuah jembatan rangka batang ialah terletak pada Rangka Utama (Pemikul Utama). Rangka utama terbagi menjadi beberapa bagian antara lain, rangka utama atas, rangka utama bawah, rangka utama vertikal, dan rangka utama diagonal.

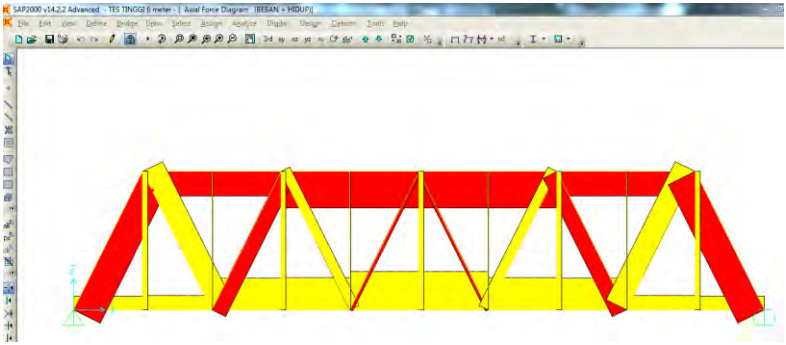
Rangka utama dibentuk sedemikian rupa dengan gelagar melintang, gelagar memanjang, dan ornamen jembatan yang lainnya sehingga menjadi satu kesatuan sebuah jembatan rangka batang. Rangka utama didesain berdasarkan perencanaan awal, gunanya untuk mengetahui gaya – gaya aksial yang bekerja pada Struktur Jembatan Rangka Batang tersebut. Berikut dijelaskan pada gambar 2.18 contoh rangka utama pada sebuah jembatan :



Gambar 2.18 Contoh rangka utama pada jembatan rangka batang

Untuk perhitungan rangka utama pada Jembatan Rangka Batang, bisa dilakukan dengan dua cara. Yaitu dengan cara perhitungan manual dan cara alat bantu menggunakan software. Cara manual terdiri dari berbagai macam, antara lain dengan menggunakan metode ritter, metode titik kesetimbangan, dan metode cremona. Sedangkan dengan cara program bantu software antara lain menggunakan Program SAP2000, Program ETABS, dll.

Dalam hal ini untuk menghitung rangka utama pada perencanaan ulang Jembatan Cisudajaya yang terletak di Kabupaten Sukabumi, Jawa Barat, menggunakan Program Bantu SAP2000 untuk mengetahui hasil dari gaya – gaya aksial pada rangka batang tersebut. Berikut ini adalah contoh layout perhitungan struktur jembatan rangka batang dengan menggunakan Program Bantu SAP2000 (gambar II.19) :



Gambar 2.19 Contoh perhitungan rangka utama dengan menggunakan program bantu SAP2000

Setelah didapatkan gaya – gaya aksial diatas, kemudian perlu dilakukan kontrol pada setiap batangnya. Kontrol pada tiap batang terdiri dari kontrol tekan maupun kontrol tarik. Tergantung dari gaya yang bekerja pada batangnya. Untuk warna merah berarti batang tersebut mengalami gaya tekan, sedangkan warna kuning adalah gaya tarik.

Berikut dijelaskan rumus untuk menghitung kontrol tarik dan kontrol tekan pada jembatan rangka batang yan terbuat dari profil *Fiber Reinforced Polymer (FRP)* :

- **Mencari besarnya gaya tekan :**

EXTREN® W and I Shapes — Long Column Mode:

$$F_u' = \frac{4.9E}{(KL/r)^{1.7}} \qquad \text{... (2 – 24)}$$

EXTREN® Equal Leg Angles — Long Column Mode:

$$F_u' = \frac{E}{56(K//r)^{.55}} \quad \text{... (2 – 25)}$$

dalam hal ini rumus untuk mencari gaya – gaya batang tekan berbeda pada setiap profil yang akan digunakan. tergantung dari profil yang akan dipakai.

- **Mencari besarnya gaya batang :**

ALLOWABLE COMPRESSIVE STRESSES AND LOADS

Short Column Mode:

$$F_a = \frac{F_u}{3.0}$$

Long Column Mode:

$$F_a' = \frac{F_u'}{3.0} \leq F_a \quad \text{... (2 – 26)}$$

ALLOWABLE LOADS:

$$P_a = F_aA \text{ or } F_a'A \quad \text{... (2 – 27)}$$

Setalah mendapatkan gaya tekan pada batang, kemudian untuk mencari gaya batang secara murni ada beberaa taha[an berkutnya. yaitu harus dibagi dengan safety factor material FRP (dalam hal ini sebesar 3,00) dan dikalikan dengan besarnya luas penampang profil tersebut.

2.3.5 Ikatan Angin

Pada jembatan Rangka Batang, jika dilihat dari sifatnya ada dua macam. Yaitu jembatan rangka batang terbuka dan jembatan rangka batang tertutup. Jembatan rangka batang terbuka ditandai tidak adanya ikatan angin atas untuk menyambungkan rangka utama. Sedangkan jembatan rangka batang tertutup mempunyai ikatan angin atas. Ikatan angin ini berfungsi untuk

menahan beban angin yang diterima langsung oleh struktur utama jembatan.

Profil yang digunakan pada ikatan angin ini adalah profil siku L yang terbuat dari material *Fiber Reinforced Polymer (FRP)*. spesifikasi profil yang digunakan adalah yang paling besar yaitu L 153 x 153 x 12,7 (mm).

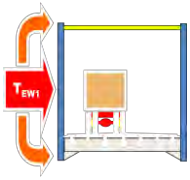
- Beban angin yang langsng bekerja pada konstruksi :

Ab = 30% luasan bentuk rangka utama

Tew1 = 0.0006 C_w . $(V_w)^2$. Ab (kN/m)

Wb1 = K_E^U . $\frac{Tew\,1}{Jumla\ h\ titik}$

... (2 – 28)

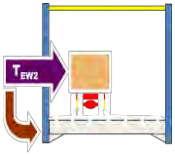


- Beban angin yang bekerja pada konstruksi lewat kendaraan yang berada di atas jembatan :

Tew2 = 0.0012 . C_w . $(V_w)^2$ Ab (kN/m)

Wb2 = K_E^U . Tew1 . λ

... (2 – 29)



Setelah didapatkan beban yang bekerja menggunakan rumus diatas, kemudian perlu dilakukan kontrol penampang pada profil ikatan angin tersebut. berikut ini adalah langkah – langkah untuk mengontrol profil ikatan angin :

EXTREN® Equal Leg Angles — Long Column Mode:

$$F_u' = \frac{E}{56(K\!\!/r)^{.55}}$$

... (2 – 30)

ALLOWABLE COMPRESSIVE STRESSES AND LOADS

Long Column Mode:

$$F_a' = \frac{F_u'}{3.0} \leq F_a$$

ALLOWABLE LOADS:

$$P_a = \begin{matrix} F_a A \\ \text{or} \\ F_a A \end{matrix} \qquad \text{... (2 – 31)}$$

2.4 Sambungan

Elemen sambungan terdiri dari komponen sambungan (pelat pengisi, pelat buhul, pelat pendukung dan pelat penyambung) dan penghubung (baut). (RSNI T – 03 – 2005 11.1.1). Sambungan dapat diklasifikasikan ke dalam dua jenis, yaitu :

2.4.1 Perencanaan sambungan

Kuat rencana setiap komponen sambungan tidak boleh kurang dari beban terfaktor yang dihitung. Perencanaan sambungan harus memenuhi syarat berikut :

a) Gaya dalam yang disalurkan berada dalam keseimbangan dengan gaya-gaya yang bekerja dengan memperhitungkan sambungan.
b) Deformasi pada sambungan masih berada dalam batas kemampuan deformasi sambungan.
c) Sambungan dan komponen sambungan yang berdekatan harus mampu memikul gaya – gaya yang bekerja dengan memperhitungkannya.

2.4.2 Sambungan baut

Penggunaan baut pada struktur jembatan memiliki kelebihan. Diantaranya pemasangan sambungan baut tidak membutuhkan pekerja terampil seperti pemasangan paku keling atau pada pengelasan. Sambungan dengan menggunakan baut mutu tinggi mempunyai kelebihan di dalam segi ekonomis dan penampilan jika dibandingkan dengan menggunakan paku keling (Rene Amon, Bruce Knobloch, Atanu Mazumder, 1988).

Besar kuat tumpu atau geser pada satu baut yang diijinkan pada badan profil diberikan pada tabel yang sudah di sedikan oleh pabrik sesuai dengan diameter baut yang dipakai. untuk tebal pelat sambung tergantung dari jumlah baut yang digunakan.

Tabel 2.6 kekuatan baut yang diijinkan pada profil FRP

STRONGWELL

Section 11
FIBREBOLT® Studs and Nuts

FIBREBOLT® STUDS AND NUTS

STANDARD COLOR–BROWN

SHAPE–HEX
For structural applications where mechanical fasteners must not only be strong, but also non-corrosive and/or non-conductive, **FIBREBOLT®** fiberglass studs and nuts can be used in place of steel or other metal fasteners.

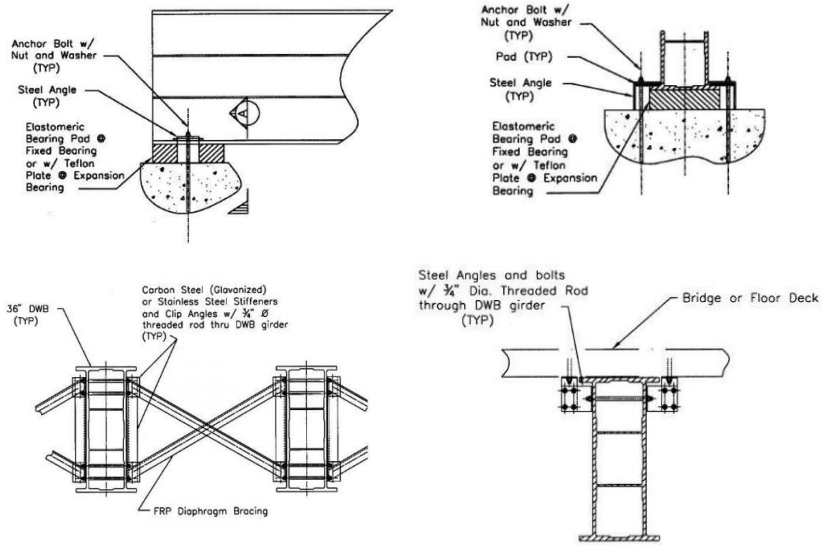
FIBREBOLT® is being utilized in chemical process equipment, air and water pollution control equipment, marine applications electrical equipment and in general industry.

FIBREBOLT® is available in diameters of 3/8", 1/2", 5/8", 3/4" and 1" with nuts for immediate delivery. Four foot lengths are standard. Other lengths are available on request. Custom partial length threading is also available on request.

Properties

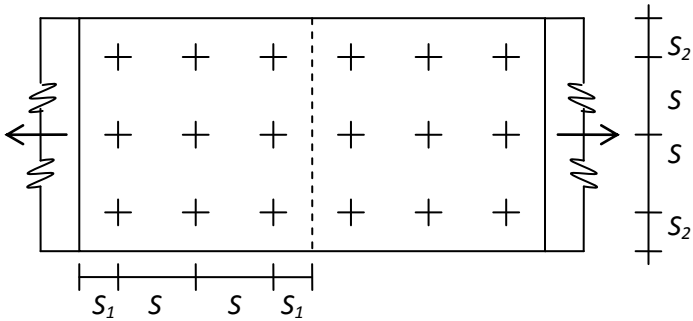
	3/8 16 UNC	1/2 13 UNC	5/8 11 UNC	3/4 10 UNC	1 8 UNC
Ultimate thread shear using Strongwell fiberglass nut (lb.)[1][2]	1,350	2,400	3,790	5,150	9600
Max ultimate tensile load using Strongwell fiberglass nut (lb.)[2]	1,050	2,000	3,100	4,500	6,500
Max ultimate tensile load using two (2) Strongwell fiberglass nuts (lb.)[2]	1,470	2,800	4,340	6,300	9,700
Transverse shear on threaded rod — double shear ASTM B-565 (min. load lb.)[3]	3,000	5,000	7,500	12,000	22,000
Transverse shear on threaded rod — single shear (min. load lb.)[3]	1,600	2,600	3,800	6,200	15,000
Compressive strength — longitudinal ASTM-D-695 (min. psi)[3]	60,000	60,000	60,000	60,000	60,000
Flexural strength ASTM-D-790 (min. psi)[3]	50,000	50,000	50,000	50,000	50,000
Flexural modulus ASTM-D-790 (min. psi x 10^6)[3]	2.0	2.0	2.0	2.50	2.75
Recommended maximum installation torque strength using Strongwell fiberglass nut lubricated with SAE 10W30 motor oil (ft./lbs.)[2]	4	8	16	24	50
Dielectric strength ASTM-D-149 (kv/in.)	35	35	35	35	35
Water absorption 24 hr. immersion—threaded ASTM-D-570 (%)	1	1	1	1	1
Coefficient of thermal expansion—longitudinal (in/in/°F)	$5x10^{-6}$	$5x10^{-6}$	$5x10^{-6}$	$5x10^{-6}$	$5x10^{-6}$
Max recommended operation temp —based on 50% retention of ultimate thread shear strength °C (°F)	95°C (203°F)	95°C (203°F)	95°C (203°F)	95°C (203°F)	95°C (203°F)
Stud weight (lb./ft.)	0.07	0.12	0.18	0.28	0.50
Thickness of nut & washer	3/4"	7/8"	1-1/8"	1-1/4"	1-5/8"
Flammability — ASTM – D635	Self-Extinguishing on All				

Berikut pada gambar 2.20 adalah contoh sambungan baut pada profil *Fiber Reinforced Polymer (FRP)*



Gambar 2.20 Contoh Sambungan Pada Profil FRP

Untuk perhitungan ketentuan jarak baut, disamping ditentukan oleh kekuatan dan penyampaian beban pada sambungan juga ditentukan dari segi pelaksanaannya. Jarak baut dari as ke as, dan jarak baut ketepi pelat ditentukan pada peraturan (SNI 03 – 1729 – 2002). Berikut ini pada gambar 2.21 akan dijelaskan tata cara meletakkan jarak antar baut pada sambungan :



Gambar 2.21 : Jarak letak baut pada sambungan

S → jarak antara baut
S_1 → jarak baut terluar ketepi plat yang terbebani
S_2 → jarak baut terluar ketepi plat yang tidak terbebani

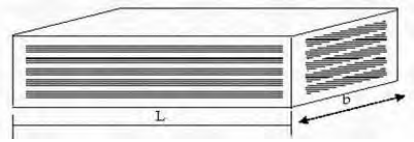
$3\ d_b \leq S \leq 15\ t_p$ atau 200 mm
d_b → diameter nominal baut
$1{,}5\ d_b \leq S_1 \leq (4\ t_p + 100)$ atau 200 mm
t_p → tebal plat tertipis
$3\ d_b \leq S_2 \leq 12\ t_p$ atau 150 mm ... (2 – 32)

- Untuk tepi dipotong dengan tangan → $1{,}75\ d_b$
- Untuk tepi dipotong dengan mesin → $1{,}50\ d_b$
- Tepi propil bukan hasil potongan → $1{,}25\ d_b$

2.5 Pemilihan Perletakan

Pada jembatan rangka batang FRP ini menggunakan elastomer (elastomeric). Elastomer yaitu bahan yang terbuat dari kombinasa antara karet yang didalamnya terdapat plat baja. Perletakan elastomer ini sering digunakan pada jembatan dalam beberapa tahun terakhir ini. Pada *BMS 8.3* mengatur persyaratan mengenai perletakan sifat elastomer yaitu mampu memikul translasi dan rotasi melalui deformasi elastis.

Elastomer harus dipasang minimum 25 mm dari tepi sisi permukaan tumpuan, untuk menginjak pelebaran elastomer di bawah beton. bila perletakan mengalami displacement geser atau rotasi secara bersamaan dalam dua arah maka perletakan yang berbentuk bulat umumnya akan lebih sesuai dibandingkan perletakan persegi. Untuk jembatan rangka batang FRP ini memakai perletakan elastomer persegi. Berikut contoh gambar perletakan elastomer persegi (gambar 2.22) :



Gambar 2.22 Elastomer Bearing

Persyaratan perencanaan elastomer berdasarkan BMS 8.3.6 :

2.5.1 Faktor bentuk (s)

$$S = \frac{A}{P \; x \; te} \quad ; \text{dengan syarat } 4 < S < 12 \qquad \text{... (2 – 38)}$$

Dimana :

A = Luas permukaan terikat

P = Keliling permukaan terikat

te = Tebal efektif lapisan elastomer

2.5.2 Regangan geser tekan (ε_{sc})

$$\varepsilon_{sc} = 6 \; S \; \varepsilon_c \qquad \text{... (2 – 39)}$$

$$\varepsilon_c = \frac{V \; max}{3 \; A_{eff} \;\; G \; (1+2 \; S^2)} \qquad \text{... (2 – 40)}$$

$$\delta a = \frac{H_a \; t}{A \; G} \qquad \text{... (2 – 41)}$$

$$\delta b = \frac{H_b \; t}{A \; G} \qquad \text{... (2 – 42)}$$

$$A_{eff} = A\left(1 - \frac{\delta a}{a} - \frac{\delta b}{b}\right) \quad \text{... (2 – 43)}$$

Dimana :

δa & δb = Sipangan geser maksimum tangensial pada permukaan tumpuan dalam arah dimensi a dan b akibat gerakan struktur dan gaya tangensial

A = Seluruh luas daerah utuk lapis tak terkait

G = Modulus geser

t = Tebal total elsatomer

Ha = P gempa longitudinal

Hb = P gempa transfersal

2.5.3 Regangan geser torsi (ε_{sr})

Jika $\alpha_a = \alpha_b = 0$; maka $\varepsilon_{sr = 0}$

2.5.4 Regangan geser tangensial (ε_{sh})

$$\varepsilon_{sh} = \frac{\delta a}{t} \quad \text{... (2 – 44)}$$

untuk membatasi distorsi tangensial dan agar ujung perletakan menggelinding seminimum mungkin atas kecenderungan pelat baja untuk melentur, dengan menentukan nilai regangan geser maksimum ijin :

$$\varepsilon_{sh(ijin)} = \frac{2\,A_{eff}}{A} - 1.1 \text{ ; } 0.9\,A > A_{eff} \geq 0.8\,A \quad \text{... (2 – 45)}$$

2.5.5 Regangan geser maksimum pada perletakan laminasi

Syarat regangan geser maksimum:

$$\varepsilon_{sh} + \varepsilon_{sr} + \varepsilon_{sc} \leq \frac{2.4}{G} \quad \text{... (2 – 46)}$$

2.5.6 Tegangan tekan pada elastomer

Nilai tegangan rata-rata elastomer dibatasi sebesar

$$\frac{V_{max}}{A} \leq 15 \text{ Mpa} \qquad \text{... (2 – 47)}$$

Untuk beban permanaen

$$\frac{V_{max}}{A_{eff}} > 2 \text{ Mpa} \qquad \text{... (2 – 48)}$$

2.5.7 Stabilitas perletakan

$$\frac{V_{max}}{A_{eff}} \leq \frac{2\ b\ G\ S}{3\ t} \qquad \text{... (2 – 49)}$$

2.5.8 Tebal lapis baja

$$te \geq \frac{3\ V_{max}\ \ t1}{A\ fy} \qquad \text{... (2 – 50)}$$

Dimana :
t1 = tebal karet bagian dalam
fy = tegangan leleh dari baja elastomer

2.5.9 Penahan perletakan

$$H < 0.1\ (\ V_{max} + 3\ A_{eff} \text{ x } 0.001\ ) \qquad \text{... (2 – 51)}$$

2.6 Pondasi

2.6.1 Perencanaan Abutment dan Pilar

Abutment ataupun pilar adalah suatu bangunan yang menghubungkan bangunan atas dengan pondasi dan berfungsi untuk meneruskan beban sepenuhnya dari reaksi perletakan elastomer ke pondasi. Pilar atau abutment pada dasarnya harus ditanam hingga kedalam tanah mengingat bangunan ini merupakan bagian dari struktur bangunan bawah sehingga lebih baik jika tidak terlihat secara langsung oleh mata.

Perencanaan dimensi pilar atau abutment sangat bergantung pada kedalaman gerusan yang terjadi didasar sungai akibat arus air. Sehingga sebelum merencanakan dimensi, harus terlebih

dahulu di perhitungkan kedalaman *Scouring* yang terjadi didasar sungai.

- **Kedalaman gerusan**

$$St = z \times \left(\frac{a}{d}\right)^{0.65} \times (Fr)^{0.45} \quad \text{... (2 – 52)}$$

dimana : z = kedalam air di hulu
a = lebar pilar atau abutment
d = kedalaman air
Fr = angka fraud

2.6.2 Perencanaan pondasi

Perencanaan pondasi akan mengacu pada Metode Luciano Decourt, 1982 dimana perencanaan kekuatan tiang berdasarkan pada kekuatan didasar pondasi tiang dijumlahkan dengan kekuatan tiang akibat tekanan lateral.

a) Daya dukung tiang

- **Daya dukung satu tiang**

$$QL = Qp + Qs \quad \text{... (2 – 53)}$$

$$\text{dengan } Qp = qp \times Ap = (Np \times K) \times Ap \quad \text{... (2 – 54)}$$

dimana : qp = tegangan di ujung tiang
Np = harga rata-rata N SPT di dekat ujung tiang (N1 + N2 + N3)/3
K = koefisien karakteristik tanah
Ap = luas penampang ujung tiang

$$\text{Dengan } Qs = qs \times As = \left(\frac{N_s}{3} + 1\right) \times A_s \quad \text{... (2 – 55)}$$

dimana : qs = tekanan akibat tekanan lateral dalam t/m^2
Ns = harga rata-rata N SPT sepanjang tiang yang tertanam dengan batasan $2 < N < 50$
As = luas selimut tiang yang terbenam

Daya dukung ijin dari satu tiang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

$$\text{Qijin 1 tiang} = \frac{(Qp + Qs)}{SF} \qquad \text{... (2 – 56)}$$

dengan SF (*Safety Factor*) = 3

- **Daya dukung tiang dalam kelompok**

Qijin tiang dalam group = $n_{tiang} \times$ Q ijin satu tiang $\times$ eff

$$\text{dengan :eff} = 1 - \left(\frac{\theta}{90} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)\right) \qquad \text{... (2 – 57)}$$

(Rumus *Converse Laborer*)

dimana :

n = jumlah tiang dalam group
θ = arc tan (D/S)

D = diameter tiang
S = jarak antar sumbu tiang (2.5D – 3D)
m = jumlah baris tiang dalam group
n = jumlah kolom tiang dalam group

b) Beban maksimum tiang

Pmax $\leq$ Qijin

dengan,

$$Pmax = \frac{\Sigma V}{n} + \frac{My \times X_{max}}{\Sigma X^2} + \frac{Mx \times Y_{max}}{\Sigma Y^2} \qquad \text{... (2 – 58)}$$

dimana :

Qijin = daya dukung ijin tiang dalam satu kelompok
Pmax = beban maksimum satu tiang pancang
ΣV = jumlah total beban aksial yang bekerja
n = jumlah tiang dalam satu kelompok
Mx = momen yang terjadi pada arah x
My = momen yang terjadi pada arah y
Xmax = absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang
Ymax = ordinat terjauh terhadap titk berat kelompok tiang

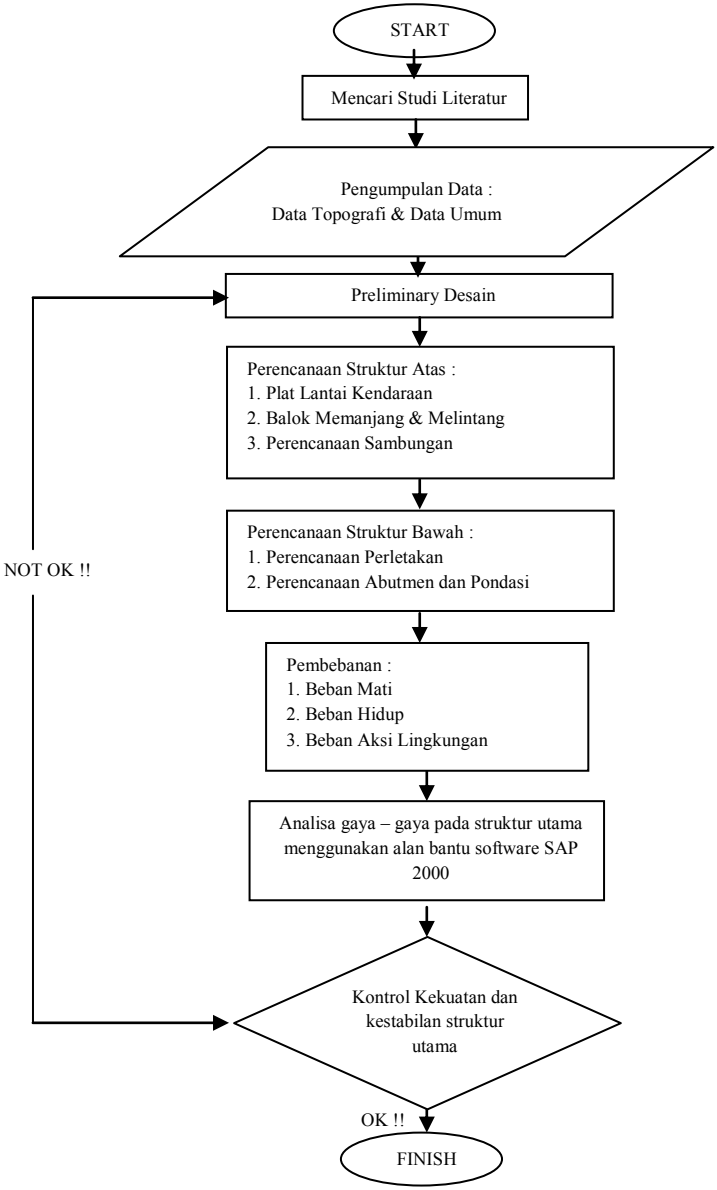
BAB III
METODOLOGI

3.1 Umum

Sebelum mengerjakan Tugas Akhir perlu disusun langkah – langkah pengerjaan sesuai dengan uraian kegiatan yang akan dilakukan. Urutan pelaksanaannya dimulai dari pengumpulan literatur, preliminary desain, pembebanan, sampai mencapai tujuan akhir dari analisa struktur dan membuat gambar teknik yang akan disajikan dalam Tugas Akhir.

3.2 Bagan Alir Penyelesaiaan Proposal Tugas Akhir

Pada pengerjaan modifikasi Jembatan Cisudajaya ini akan dilakukan beberapa tahap. Berikut adalah urutan pengerjaannya yang akan disajikan dalam diagram alir (gambar 3.1) :



Gambar 3.1 Bagan Alir Penyelesaian Proposal Tugas Akhir

3.3 Penjelasan Diagram Alir

3.3.1 Mencari studi literatur

Studi literatur merupakan kegiatan yang dilakukan untuk mengetahui secara garis besar hal – hal apa saja yang dibutuhkan dalam merencanakan jembatan. Terutama pada pengerjaan Tugas Akhir ini nantinya adalah mendesain ulang jembatan yang sudah ada menjadi jembatan rangka batang dan mengganti materialnya menggunakan *Fiber Reinforced Polymer (FRP).* Akan tetapi untuk metode pembebanan dan perencanaan tetap seperti jembatan rangka batang baja. Oleh sebab itu dibutuhkan teori – teori dasar yang ada pada buku – buku penunjang dan jurnal refrensi lainnya. maka dalam perhitungan dan analisa masalah yang dihadapi dibutuhkan beberapa studi literatur sebagai berikut :

a. *Bridge Design Manual (BMS, 1992)*
b. *RSNI T-02-2005 :* untuk pembebanan pada jembatan
c. *SNI T-12-2004* : untuk perencanaan struktur beton pada jembatan
d. *AISC – LRFD*
e. www.strongwell.com
f. Dan lain-lain

3.3.2 Pengumpulan data

Pada modifikasi jembatan cisudajaya diperlukan data – data untuk mendunkung pengerjaan Tugas Akhir ini. Beikut data yang dibutuhkan dalam mendesain ulang Jembatan Cisudajaya Kabupaten Sukabumi ini antara lain :

1. Data topografi

Data topografi merupakan pengukuran situasi dari ketinggian tanah (*Levelling*) dilakukan untuk mengetahui kondisi lahan, baik diperuntukkan untuk lahan yang ada sekarang (perumahan, sawah ataupun hutan), ketinggian dari elevasi tanah dan jalan.

Hasil pengukuran topografi berupa peta kontur yang menunjukkan elevasi tanah, denah jalan (*Site Plan*) serta *Longitudinal Section* jalan yang sudah ada, serta instalasi umum (tiang listrik, telepon, pipa PDAM dan lainnya). Data Topografi akan diberikan secara lengkap pada lampiran.

2. Data umum jembatan

- **Data Jembatan**

Nama Jembatan : Jembatan Cisudajaya
Lokasi : Kabupaten Sukabumi
Provinsi : Jawa Barat
Zone Gempa : 4 (menengah)
Bentang Jembatan : 30 m

- **Data Perencanaan**

Struktur Jembatan : Jembatan Rangka Batang, Lantai kendaraan di bawah
Lebar jembatan : 9,5 m
Perencanaan pelat lantai :
Mutu beton (*fc'*) = 30 MPa
Tegangan leleh baja tulangan (*fy*) = 250 MPa

3.3.3 Preliminary desain bangunan atas

Pertimbangan dalam pemilihan perancangan jembatan rangka batang sangat dipengaruhi oleh besarnya beban, panjang bentang, ataupun pemilihan materialnya. Jembatan Cisudajaya Kabupaten Sukabumi – Jawa Barat ini memiliki panjang bentang ± 30 m. Dengan karakteristik tersebut utamanya dari segi material yang akan digunakan yakni *Fiber Reinforced Polymer (FRP)* dan bentang yang cukup, maka digunakan desain Jembatan Rangka Batang sebagai struktur utamanya. Berikut ini adalah data teknis dari perencanaan jembatan tersebut :

Nama Jembatan : Jembatan Cisudajaya
Lokasi : Kabupaten Sukabumi
Provinsi : Jawa Barat

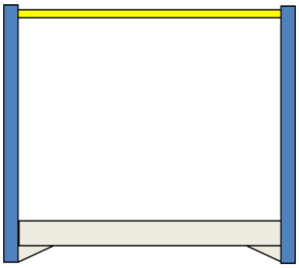
Zone Gempa : 4 (menengah)
Bentang Jembatan : 30 m
Struktur Jembatan : Jembatan Rangka Batang, Lantai kendaraan di bawah
Lebar jembatan : 7,5 m
Tinggi Rangka : 6 m
Perencanaan pelat lantai :
Mutu beton (*fc'*) = 25 MPa
Tegangan leleh baja tulangan (*fy*) = 240 MPa

Dalam perencanaan jembatan ini akan menggunakan tipe jembatan rangka batang desain yang sudah umum di Indonesia dengan lantai kendaraan berada dibawah. Hal ini karena sering dijumpai di negara kita. Untuk perencanaan gambar desain struktur rencana Jembatan Rangka Batang ini akan disampaikan pada data terlampir.

3.3.4 Perencanaan struktur bangunan atas

3.3.4.1 Deck (Lantai Kendaraan)

Pada Jembatan Rangka Batang dengan menggunakan material *Fiber Reinforced Polymer (FRP)* ini didesain lantai kendaraannya berada di bawah dan ada ikatan angin atas (bersifat tertutup). Berikut ini (gambar 3.2) adalah contoh gambar pelat lantai kendaraan yang berada di bawah :



Gambar 3.2 Jembatan rangka batang lantai kendaraan di bawah

Untuk data perencanaan pada Jembatan Rangka Batang ini pelat lantai kendaraan terbuat dari beton dan aspal. Dengan tebal pelat beton sebesar 20 cm, tebal aspal 5 cm, dan tebal trotoar 25 cm. Untuk perhitungannya dijelaskan pada rumus (2 – 6) sampai (2 – 13).

Sedangkan untuk perencanaan sandaran diperhitungkan berdasarkan peraturan BMS pasal 2.9.5. dijelaskan bahwa sandaran untuk pejalan kaki direncanakan untuk dua pembebanan rencana daya layan yaitu q = 0.75 kN/m, dimana beban bekerja secara bersama-sama dengan arah horizontal dan vertical. Selain itu, bagian lain dari sandaran adalah tiang sandaran yang berfungsi untuk menghubungkan sandaran tersebut.

3.3.4.2 Gelagar Memanjang

Balok memanjang yang berfungsi untuk menopang balok melintang yang ada diatasnya. Gelagar memanjang ini dipasang sesuai bentang jembatan yang dibutuhkan. Cara pemasangan gelagar memanjang menurut peraturan RSNI T – 02 – 2005 yaitu dipasang dengan jarak antar balok memanjangnya sebesar 1 – 1,25 meter.

Dalam hal ini diambil jarak antar gelagar memanjang yang digunakan yaitu 1 meter. Untuk perhitungan profil gelagar memanjang beserta perhitungan kontrolnya dijelaskan dalam rumus (2 – 14) sampai dengan (2 – 17)

3.3.4.3 Gelagar Melintang

Balok yang berada langsung dibawah pelat lantai kendaraan. Balok ini dipasang untuk menopang beban yang berada diatasnya yang terdiri dari pelat lantai kendaraan dan beban lalu lintas, kemudian disalurkan ke gelagar memanjang. Balok melintang dipasang berdasarkan lebar jembatan yang akan direncanakan.

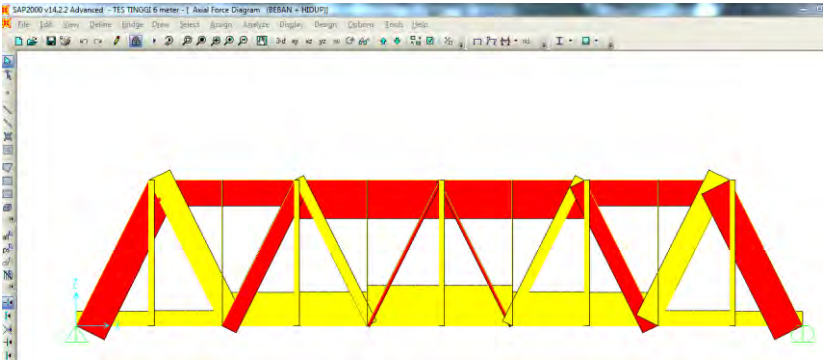
Pada perencanaan gelagar melintang Jembatan Rangka Batang ini menggunakan struktur komposit. Dimana beban –

beban yang bekerja diatasnya terdiri dari beban hidup dan beban mati. Untuk perhitungan gelagar melintang dijelaskan dalam perhitungan pada rumus (2 – 18) sampai dengan rumus (2 – 23).

3.3.4.4 Rangka Utama

Untuk perhitungan rangka utama pada Jembatan Rangka Batang, bisa dilakukan dengan berbagai macam cara, diantaranya dengan menggunakan metode ritter, metode titik buhul, metode cremona, menggunakan software Program SAP2000, Program ETABS, dll.

Dalam hal ini untuk menghitung rangka utama pada perencanaan ulang Jembatan Cisudajaya, Kabupaten Sukabumi, Jawa Barat, menggunakan Program Bantu SAP2000 dengan tujuan mengetahui hasil dari gaya – gaya aksialnya. Berikut ini adalah contoh layout perhitungan struktur jembatan rangka batang menggunakan alat bantu software SAP2000 (gambar 3.3) :



Gambar 3.3 Contoh analisa struktur menggunakan SAP2000

3.3.4.5 Ikatan Angin

Pada jembatan Rangka Batang, jika dilihat dari sifatnya ada dua macam. Yaitu jembatan rangka batang terbuka dan jembatan rangka batang tertutup. Jembatan rangka batang terbuka

ditandai tidak adanya ikatan angin atas untuk menyambungkan rangka utama. Sedangkan jembatan rangka batang tertutup mempunyai ikatan angin atas. Ikatan angin ini berfungsi untuk menahan beban angin yang diterima langsung oleh struktur utama jembatan.

Dalam perencanaan ulang jembatan ini digunakan jembatan tertutup dengan lantai kendaraan berada di bawah. Untuk perhitungan profil ikatan angin dan beban yang diterimanya dijelaskan pada rumus (2 – 28) sampai dengan (2 – 31) serta koefisien yang diambil pada tabel II.3 dan tabel II.4.

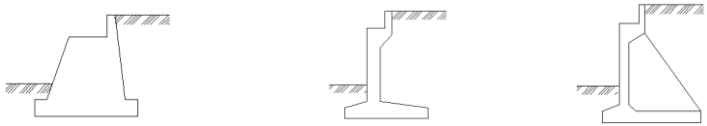
3.3.4.6 Perencanaan Sambungan

Elemen sambungan terdiri dari komponen sambungan (pelat pengisi, pelat buhul, pelat pendukung dan pelat penyambung) dan penghubung (baut, pen dan las) (RSNI T – 03 – 2005 11.1.1). Dalam perencanaan ulang jembatan ini digunakan sambungan dengan menggunakan baut tanpa ada las mengingat material yang digunakan adalah *Fiber Reinforced Polymer (FRP).* Untuk perhitungan rumus dan tata cara mendesain sambungan letak baut, dijelaskan dalam rumus (2 – 32).

3.3.5 Perencanaan struktur bangunan bawah

3.3.5.1 Kepala jembatan (Abutment)

Dalam karyanya, *Dr. Ir. Suyono Sosrodarson, Ir. Kazuto Nakazawa, 2000 mendifinisikan* kepala jembatan (abutment) adalah suatu bangunan yang meneruskan seluruh beban yang bekerja pada bangunan atas dan tekanan tanah yang ada ke tanah pondasi. Ada beberapa bentuk dan jenis kepala jembatan dan pilar, tetapi dalam pemilihannya perlu dipertimbangkan tinggi, macam bangunan atas, kondisi tanah pondasi, demikian pula kondisi bangunannya. Contoh untuk tipe-tipe abutment ada pada gambar 3.4.

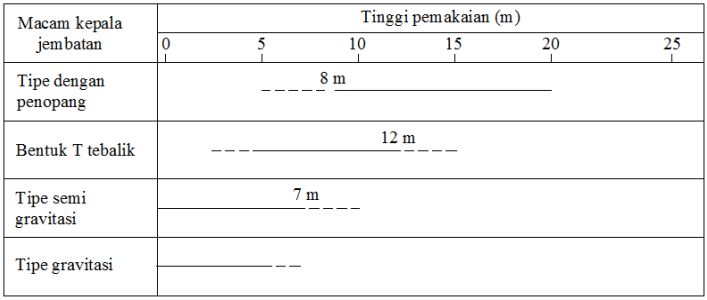


a. Kepala jembatan tipe gravitasi

b. Kepala jembatan tipe T terbalik

c. Kepala jembatan dengan penopang

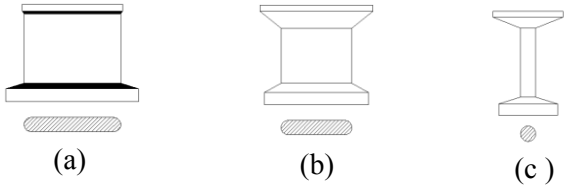
Gambar 3.4 Bentuk umum kepala jembatan



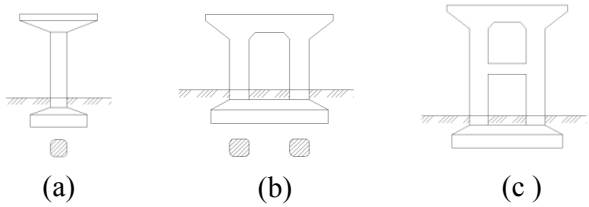
Gambar 3.5 Tinggi pemakain kepala jembatan berbagai bentuk

3.3.5.2 Pilar jembatan (Pier)

Pilar jembatan merupakan suatu bangunan yang terutama meneruskan beban dari bangunan atas ke tanah pondasi (*Dr. Ir. Suyono Sosrodarson, Ir. Kazuto Nakazawa, 2000*). Bentuk struktur pilar jembatan bervariasi sesuai penempatannya. Struktur tersebut tidak boleh menghambat aliran air pada waktu banjir, misalnya untuk pilar yang dibangun di sungai, sebaiknya untuk pilar jembatan dipilih penampang bulat telur yang selangsing mungkin seperti pada gambar 3.6 dan 3.7.



Gambar 3.6 Bentuk umum pilar yang dibangun di sungai



Gambar 3.7 Bentuk umum pilar yang dibangun di darat

Untuk gaya luar yang bekerja pada pilar berbeda dengan pada kepala jembatan, gaya searah sumbu jembatan dan gaya tegak lurus sumbu jembatan perlu diperhitungkan.

3.3.5.3 Pemilihan bentuk pondasi

Dalam pemilihan pondasi yang memadai, perlu diperhatikan apakah pondasi itu cocok untuk berbagai keadaan di lapangan apakah pondasi tersebut memungkinkan untuk diselesaikan secara ekonomis dan sesuai jadwal kerja (*Dr. Ir. Suyono Sosrodarson, Ir. Kazuto Nakazawa, 2000*). Hal-hal yang perlu dipertimbangkan dalam pemilihan pondasi adalah :

1) Keadaan tanah pondasi
2) Batasan-batasan akibat struktur di atasnya
3) Batasan-batasan sekelilingnya
4) Waktu dan biaya pekerjaan

Berikut ini diuraikan jenis-jenis pondasi yang sesuai dengan keadaan tanah pondasi yang bersangkutan.

a) Pondasi Telapak (*Spread Foundation*) : Bila tanah pendukung pondasi terletak pada permukaan tanah atau 2-3 meter di bawah permukaan tanah.
b) Pondasi Tiang atau Pondasi Tiang Apung (*Floating Pile Foundation*) : Bila tanah pendukung pondasi terletak pada kedalaman sekitar 10 meter di bawah permukaan tanah.
c) Bila tanah pendukung pondasi terletak pada kedalaman sekitar 20 meter di bawah permukaan tanah, dalam hal ini tergantung dari penurunan (*settlement*) yang diijinkan, jika tidak boleh terjadi penurunan biasanya digunakan pondasi tiang pancang (*Pile Foundation*).
d) Bila tanah pendukung pondasi terletak pada kedalaman sekitar 30 meter di bawah permukaan tanah, biasanya dipakai pondasi kaison terbuka, tiang baja atau tiang cor ditempat.
e) Bila tanah pendukung pondasi terletak pada kedalaman sekitar 40 meter di bawah permukaan tanah, lebih baik digunakan tiang baja atau tiang cor ditempat (*Steel Pile atau Bor Pile*).

3.3.6 Pembebanan

Pembebanan pada perencanaan jembatan rangka batang ini mengacu pada peraturan RSNI T – 02 – 2005. Beban – beban tersebut meliputi :

3.3.6.1 Beban tetap/mati, yang terdiri dari :

- Berat sendiri jembatan
- Beban lantai kendaraan
- Berat trotoar

3.3.6.2 Beban lalu lintas, yang terdiri dari :

- Beban Lajur “D”
- Beban Truk “T”
- Faktor Beban Dinamis

3.3.6.3 Aksi lingkungan, yang terdiri dari :

- Beban Angin
- Beban Temperatur (diabaikan)
- Beban Gempa

3.3.7 Analisa Dengan Menggunakan SAP2000 dan Kontrol Kestabilan Struktur

Setelah dilakukan beberapa tahapan diatas, kemudian untuk mengetahui apakah perencanaan jembatan tersebut layak atau tidak, maka harus dikontrol / dianalisa terlebih dahulu. Dalam hal ini akan digunakan program bantu SAP2000 dan perhitungan kontrol profil untuk menganalisa mulai dari perencanaan profil rangka batang, beban – beban yang bekerja, serta pemilihan material yang akan digunakan nantinya.

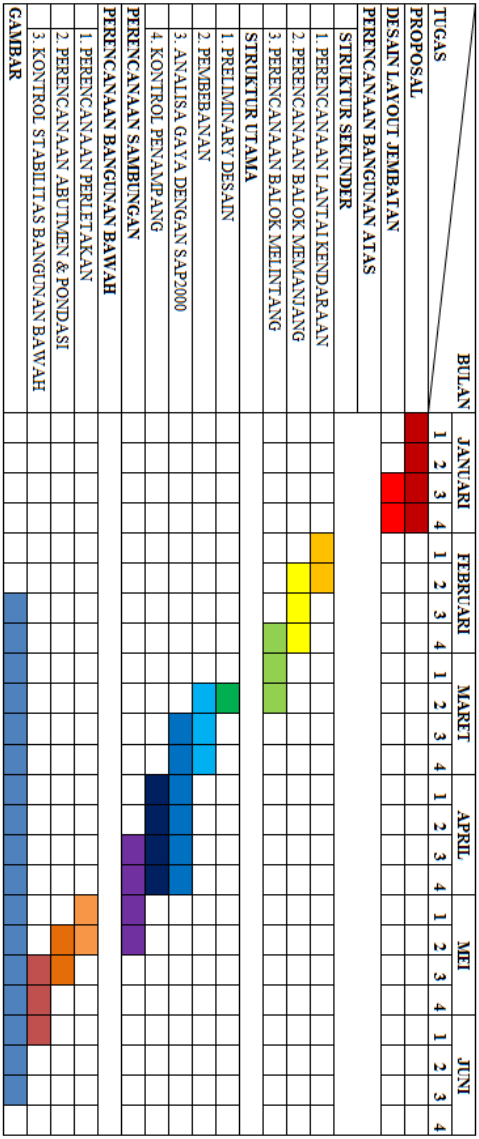
Untuk mengetahui jembatan yang kita rencanakan apakah layak atau tidak, maka harus dicek secara kontrol penampang serta dilakukan ”run” supaya mengetahui batas lendutan yang diterima oleh jembatan tersebut. Jika perencanaan tersebut memenuhi kriteria yang ditentukan, maka bisa dilanjutkan ke tahapan berikutnya yaitu menggambar struktur perencanaan secara detail. Jika perencanaan tersebut tidak memenuhi kriteria yang ditentukan, maka harus diulang lagi dari preliminary desain.

3.4 Output Gambar

Setelah selesai perencanaan struktur jembatan rangka batang dengan langkah – langkah diatas, kemudian akan keluar hasil analisa baik dari struktur sekunder ataupun struktur utama. Hasil tersebut harus dituangkan dalam gambar teknik yang mampu menjelaskan secara nyata hasil perhitungan dengan menggunakan software bantu sipil, yaitu AutoCAD sesuai dengan standar yang ada.

3.5 Schedule Rencana Pengerjaan Tugas Akhir

Tabel 3.1 Penjadwalan Pengerjaan Tugas Akhir



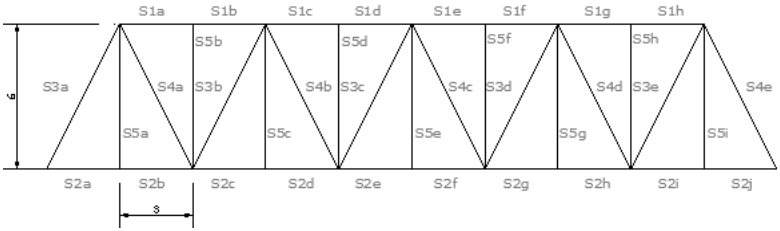
(Halaman ini sengaja dikosongkan)

BAB IV

PRELIMINARY DESIGN

4.1 Gambaran umum jembatan

Modifikasi pada Jembatan Cisudajaya ini adalah merubah jembatan yang asli menjadi Jembatan Rangka Batang dengan menggunakan material *Fiber Reinforced Polymer (FRP).* Modifikasi ini nantinya akan merubah beberapa bagian pada jembatan tersebut. Berikut ini merupakan data umum Jembatan Cisudajaya setelah dimodifikasi (gambar 4.1) :



Gambar 4.1 Permodelan jembatan rangka batang

- Nama Jembatan : Jembatan Cisudajaya
- Bentang Jembatan : 30 meter
- Panjang (λ) : 3 meter
- Lebar Jembatan : 7,5 meter (sudah termasuk trotoar 2 x 0,6 m)
- Tinggi Rangka : 6 meter
- Tinggi Bebas : 5,3
- Jenis Jembatan : Jembatan Rangka Batang lantai kendaraan dibawah
- Sifat Jembatan : Tertutup (terdapat ikatan angin atas)
- Lantai Kendaraan : Pelat Beton dan Aspal
- Sambungan : Pelat dan Fibrebolt (tidak menggunakan las)

- Tumpuan/Perletakan : Sendi dan Roll
- Jenis Pembebanan
  - Beban Mati : berat sendiri jembatan, lantai kendaraan dan trotoar
  - Beban Hidup : tergantung dari kelas jalan

4.2 Spesifikasi material

Dalam modifikasi Jembatan Cisudajaya yang paling diutamakan adalah material yang digunakan. Umumnya jembatan rangka batang menggunakan material baja atau menggunakan kayu. Akan tetapi pada modifikasi jembatan rangka batang cisudajaya ini diganti menggunakan spesifikasi profil frp beikut ini (gambar 4.2) :

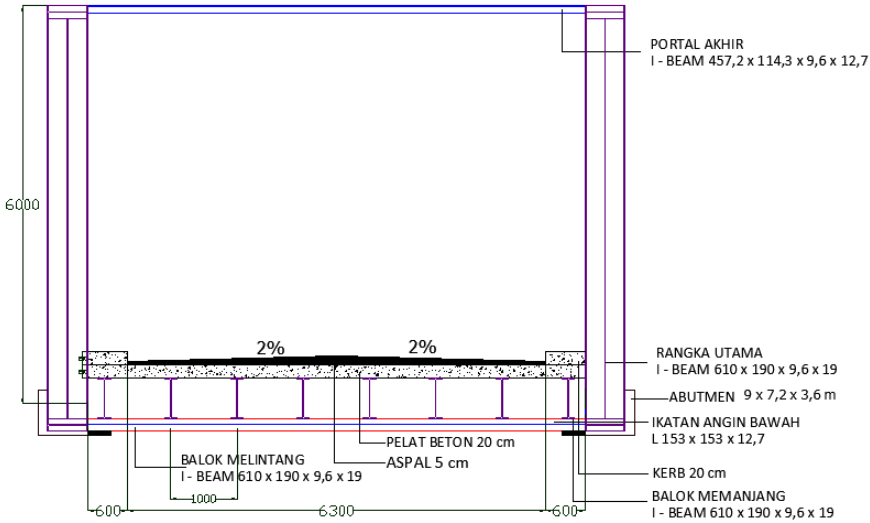
Gambar 4.2 Profil FRP

- Jenis Material : *Fiber Reinforced Polymer* (FRP)
- Mutu FRP
  fy = 206,84 Mpa
- Sifat Material :
  - Elastis sebelum putus (sama seperti baja), maka untuk perhitungan struktur sama seperti jembatan rangka batang baja, namun ada beberapa kontrol yang khusus menggunakan teori dari profil FRP.
  - Lendutan relatif lebih besar karena modulus elastisitas (E) lebih kecil dari profil baja.
  - Deformasi geser lebih besar karena modulus geser lebih rendah.

- Modulus Elastisitas (E) = 2,8 . 10^6 Psi
  = 19306 Mpa
- Poisson Ratio (v) = 0,33
- Modulus Geser (G) = 2931 Mpa
- Material Beton (untuk lantai kendaraan dan trotoar) :
  fc' = 25 Mpa
  fu = 240 Mpa
- Material Tulangan baja :
  (fs = 240 Mpa ; D ≤ 12 mm)
  (fs = 390 Mpa ; D ≥ 12 mm)
- Profil yang digunakan pada jembatan rangka batang adalah I – beam (struktur utama)
- Profil siku (L) digunakan pada struktur ikatan angin

4.3 Bagian – bagian jembatan

Berikut ini merupakan detail Jembatan Rangka Batang setelah dimodifikasi (gambar 4.3) :



Gambar 4.3 Permodelan melintang jembatan

- Jarak antar gelagar memanjang = 1 meter
- Jarak antar gelagar melintang = 3 meter
- Lantai kendaraan
  Pelat beton = 20 cm
  Aspal = 5 cm
  Total = 25 cm
- Trotoar (kerb)
  Bahan = Pelat beton
  lebar = 60 cm
  Tebal = 20 cm

Jembatan rangka batang ini terdiri atas beberapa elemen. Berikut ini adalah bagian – bagian yang membentuk jembatan rangka batang tersebut, antara lain :

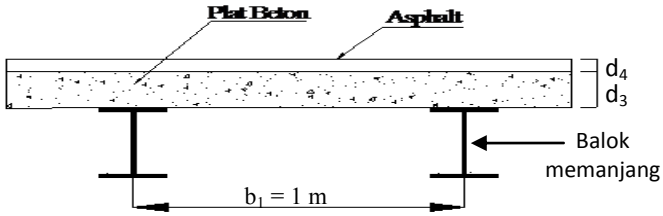
1. Gelagar memanjang
2. Gelagar melintang
3. Batang vertikal
4. Batang diagonal
5. Rangka utama atas
6. Rangka utama bawah
7. Ikatan angin atas
8. Ikatan angin bawah
9. Portal akhir
10. Fibrebolt dan pelat sambung
11. Lantai kendaraan
12. Bangunan bawah jembatan

BAB V

LANTAI KENDARAAN DAN TROTOAR

5.1 Perencanaan Lantai Kendaraan

Menurut RSNI T – 12 – 2004 pada pasal 5.5.2 tentang perencanaan struktur beton pada jembatan menjelaskan bahwa untuk tebal minimum pelat lantai kendaraan harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :



Gambar 5.1 Lantai kendaraan

$ts \geq 200$ mm

$ts \geq 100 + 40\ b_1 = 100 + 40\ (1) = 140$ mm

Dari perhitungan diatas maka digunakan tebal pelat lantai kendaraan adalah 200 mm. Dimana ts adalah tebal lantai kendaraan sedangkan b_1 adalah jarak antar gelagar memanjang.

Perencanaan tebal lapisan aspal pada lantai kendaraan ini digunakan sebesar 5 cm. Sehingga tebal lantai kendaraan total adalah 25 cm, dengan rincian 20 cm terbuat dari pelat beton dan 5 cm terbuat dari aspal.

5.1.1 Pembebanan pada lantai kendaraan

Metode perencanaan penulangan pelat lantai kendaraan menggunakan metode ultimate

- **Beban mati**

Aspal = d_4 x γ_{aspal} x 1 = 0,05 x 2200 x 1 = 110 kg/m
Pelat Beton = d_3 x γ_{beton} x 1 = 0,20 x 2400 x 1 = 480 kg/m
q_M = 590 kg/m

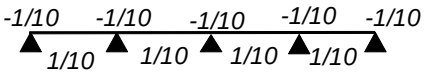
- **Beban hidup**

Beban Truk "T" (Kelas jalan IIIC)

Beban roda truk T =80 kN dengan faktor kejut (DLA = *Dynamic Load Allowance*) = 40% (RSNIT – 02 – 2005 ps. 6.6)

T_L = (1 + DLA) x T
= (1 + 0,4) x 80
= 112 kN

5.1.2 Perhitungan momen arah melintang (Mx)



- **Akibat Beban Mati**

$M_D = \frac{1}{10} \times q_D \times b_1^2$

$= \frac{1}{10} \times 590 \times 1^2$

= 59 kgm

= 0,59 KNm

- **Akibat Beban Hidup**

$M_L = 0{,}8 \times \frac{1 + 0{,}6}{10} \times T_L$

$= 0{,}8 \times \frac{1 + 0{,}6}{10} \times 112$

= 14,34 KNm

- **Momen Total**

M_u total = $M_D + M_{L2}$
= 0,59 + 14,34
= 14,93 KNm

5.1.3 Penulangan pada lantai kendaraan

Data perencanaan tulangan :

t pelat	= 200 mm	fy	= 240 Mpa
decking	= 30 mm	fs	= 390 Mpa
ϕ tul	= 16 mm	β_1	= 0,85
fc'	= 25 Mpa		

- **Penulangan pada arah melintang (Arah x)**

Mencari rasio tulangan :

$\rho_{balance} = \frac{0{,}85\ x\ \beta 1\ x\ fc'}{fy} x \left(\frac{600}{600+390}\right) = 0{,}028$

ρ_{max} = 0,75 x $\rho_{balance}$ = 0,02

$\rho_{min} = \frac{1{,}4}{fy}$ = 0,0036 (pakai)

$\rho_{susut} = \frac{0{,}0018\ x\ 400}{fy}$ = 0,002

Mencari momen nominal dan faktor tahanan momen :

Mu = 14,93 KNm → Mn_{perlu} = 18,66

dx = h – (0,5 x ϕ tulangan) – decking = 162 mm

Rn $= \frac{Mn}{b\ x\ d^2}$ = 0,711 mm^2

m $= \frac{fy}{0{,}85\ x\ fc'}$ = 18,353

Rasio tulangan yang digunakan :

$\rho_{pakai} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ m\ x\ Rn}{fy}}\right)$ = 0,002

Maka tulangan yang digunakan adalah

As_{perlu} = ρ x b x d = 582 mm^2

Diperlukan : ϕ16 – 346 mm

Dipasang : ϕ16 – 300 mm

Digunakan Tulangan

ϕ16 – 300 mm ; dengan As = 670,2 mm^2

- **Penulangan pada arah memanjang (Arah y)**

As $_{susut}$ = ρ $_{min}$ x b x d = 300 mm^2

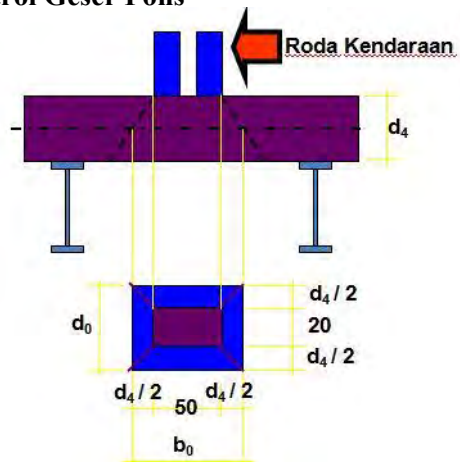
Diperlukan : ϕ13 – 444 mm

Dipasang : ϕ13 – 400 mm

Digunakan Tulangan

ϕ13 – 400 mm ; dengan As = 332 mm^2

- **Kontrol Geser Pons**



Gambar 5.2 Distribusi beban pada roda kendaraan

– Akibat roda tengah muatan T :

b	= 50 cm	u	= 2600 mm
d	= 20 cm	βc	= 2,5
P	= 80 KN		

$$Vc = \left(1 + \frac{2}{\beta c}\right)\frac{1}{6}\sqrt{f'c}.u.d < Vc^* = \frac{1}{3}\sqrt{fc'}.u.d$$

Vc < Vc*

631,8 KN < 702 KN

Maka,

P	<	Vc	
80 KN	<	631,8 KN	**(OK!)**

Akibat roda depan muatan T :

b	= 125 mm	u	= 2600 mm
d	= 200 mm	βc	= 2,5
P	= 25 KN		

$$Vc = \left(1 + \frac{2}{\beta c}\right)\frac{1}{6}\sqrt{f'c}.u.d < Vc^* = \frac{1}{3}\sqrt{fc'}.u.d$$

Vc	<	Vc*
1049 KN	<	499,5 KN

Maka,

P	<	Vc*	
25 KN	<	499,5 KN	(OK!)

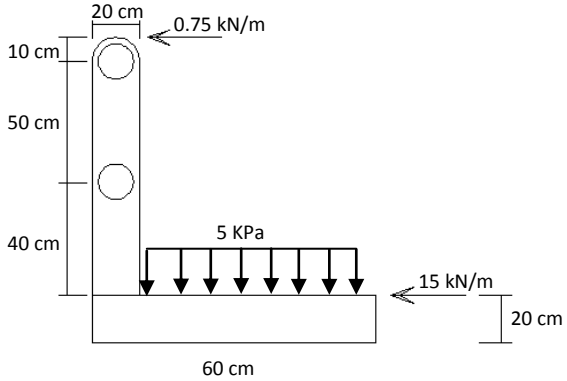
5.2 Perencanaan Trotoar

Dalam hal perencanaan trotoar dan sandaran digunakan beberapa persyaratan yang terdapat di dalam peraturan BMS 1992 yaitu :

- Beban nominal trotoar = 5 kPa = 500 kg/m^2 (beban akibat pejalan kaki) *(RSNIT-02-2005 ps 6.9)*
- Lebar trotoar = 1,2 m
- Tinggi sandaran dianjurkan minimum 1 m dan direncanakan untuk tinggi sandaran sebesar 1 m.
- Beban yang bekerja pada kerb = 15 kN/m, untuk pelat nantinya bekerja pada bagian atas kerb dimana tinggi kerb 20 cm *(BMS ps 2.9.1)*
- Gaya yang bekerja pada tiang sandaran (w') = 0.75 kN/m *(BMS ps 2.9.5)*

Berikut ini adalah data – data perencanaan trotoar yang akan digunakan :

- Lebar trotoar = 0,6 m (kanan dan kiri)
- Tinggi trotoar = tinggi kerb = 20 cm
- Mutu beton *fc'* = 35 MPa
- Mutu baja tulangan *fy* = 240 MPa



Gambar 5.3 Pembebanan pada trotoar

5.2.1 Pembebanan pada trotoar

- **Beban mati :**

Pada trotoar beban mati yang bekerja hanya ada plat beton setebal 20 cm dan dihitung setiap 1 m (jarak antar gelagar melintang)

Pelat Beton $= d_3 \times \gamma_{beton} \times 1$
$= 0{,}20 \times 2400 \times 1$
$= 480$ kg/m

Perhitungan momen ultimate rencana pada trotoar akibat beban mati :

$M_D = \frac{1}{8} \times q_D \times b_1^2$

$= \frac{1}{8} \times 480 \times 2^2$

$= 240$ kgm

$= 2{,}4$ KNm

- **Beban hidup :**

Pada trotoar beban hidup yang bekerja terdiri dari :

1. beban pedestrian (beban pejalan kaki) yang besarnya 500 kg/m^2
2. beban yang bekerja pada kerb sebesar 15 kN/m.
3. beban yang bekerja pada tiang sandaran sebesar 0,75 kN/m.

Perhitungan momen ultimate rencana pada trotoar akibat beban hidup adalah sebagai berikut :

$M_L = \frac{1}{8}$ x q x l^2 + beban kerb + beban tiang

$= \frac{1}{8}$ x 5 x 0,6^2 + 15 x 0,2 + 0,75 x 1,2

= 0,225 + 3 + 0,9

= 4,125 KNm

Dari perhitungan diatas maka didapatkan besarnya momen ultimate total antara beban mati dan beban hidup sebagai berikut :

M_u total = $M_D + M_L$

= 2,4 + 4,125

= 6,525 kNm

5.2.2 Penulangan pada trotoar

Data perencanaan tulangan :

t trotoar	= 200 mm	fy	= 240 Mpa
decking	= 30 mm	fs	= 390 Mpa
ϕ tul	= 12 mm	β_1	= 0,85
fc'	= 25 Mpa	M_U	= 6,525 kNm

- Penulangan pada arah melintang (Arah x)

Mencari rasio tulangan :

$\rho_{balance} = \frac{0,85\ x\ \beta 1\ x\ fc'}{fy} x \left(\frac{600}{600+fy}\right) = 0,054$

$\rho_{max} = 0,75 \text{ x } \rho_{balance} = 0,04$

$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} = 0,00583$ (pakai)

$\rho_{susut} = \frac{0{,}0018\ x\ 400}{fy} = 0{,}003$

Mencari momen nominal dan faktor tahanan momen :

Mu = 6,525 KNm → Mn_{perlu} = 8,16 kNm

dx = h – (0,5 x ϕ tulangan) – decking = 162 mm

Rn $= \frac{Mn}{b\ x\ d^2}$ = 0,311 mm^2

m $= \frac{fy}{0{,}85\ x\ fc'}$ = 11,3

Rasio tulangan yang digunakan :

$\rho_{pakai} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ m\ x\ Rn}{fy}}\right)$ = 0,0013

Maka tulangan yang digunakan adalah

As_{perlu} = ρ x b x d = 582 mm^2

Diperlukan : ϕ12 – 194 mm

Dipasang : ϕ12 – 150 mm

Digunakan Tulangan

ϕ12 – 150 mm ; dengan As = 754 mm^2

- **Penulangan pada arah memanjang (Arah y)**

As_{susut} = ρ_{min} x b x d = 486 mm^2

Diperlukan : ϕ10 – 162 mm

Dipasang : ϕ10 – 150 mm

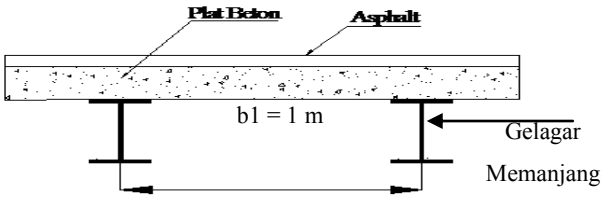
Digunakan Tulangan

ϕ10 – 150 mm ; dengan As = 523,6 mm^2

BAB VI
PERENCANAAN GELAGAR

Jembatan Cisudajaya memiliki gelagar memanjang dan gelagar melintang. Konsep perhitungannya sama seperti perhitungan gelagar di jembatan rangka batang baja. Karena sifat material *Fiber Reinforced Polymer* (FRP) yaitu elastis (mengalami leleh terlebih dahulu sebelum putus) sama dengan material baja.

6.1 Perencanaan Profil Gelagar Memanjang



Gambar 6.1 Tampak gelagar memanjang

Gelagar memanjang tersebut direncanakan menggunakan profil I-beam 610 x 190 x 9,6 x 19 (mm)

b = 190 mm
h = 610 mm
r = 12,7 mm
w = 7,3 kg/m
A = 124,15 cm^2
Ix = 129296 cm^4
tf = 19 mm
tw = 9,6 mm
Sx = 2599 cm^3
Zx = 3639 cm^3
iy = 4,14 cm
ix = 24,89 cm
λ = L = 3 m
E = 19306 Mpa

6.1.1 Pembebanan

Pada perencanaan Jembatan Cisudajaya, pembebanan yang diberikan sebesar 50% untuk beban hidup dari keadaan normal. Sedangkan untuk beban mati tetap diberikan sesuai

dengan beban yang ada yaitu berat sendiri profil, berat lantai kendaraan yang diterima oleh gelagar memanjang.

- **Beban mati**

Berat profil	: 7,3	kg/m	
Aspal (5 cm)	: 110	kg/m	
Beton (20 cm)	: 480	kg/m	
Bekisting	: 25	kg/m +	(diperkirakan)
q_D	: 622,3 kg/m		

Momen yang bekerja akibat beban mati :

$$M_D = \frac{qd\ x\ \lambda^2}{8}$$

$$= \frac{622{,}3\ x\ 3^2}{8}$$

$$= 910{,}125 \text{ kgm}$$

- **Beban hidup**

Beban hidup yang bekerja pada jembatan ini adalah :

1. **Beban UDL dan KEL**

Beban UDL :

Bentang L ≤ 30 m, maka

$$q = 9 \text{ Kpa}$$

$$= 900 \text{ kg/m}^2$$

$$q_L = q \text{ x } b1 \text{ x } 50\%$$

$$= 900 \text{ x } 1 \text{ x } 0{,}5$$

$$= 450 \text{ kg/m}$$

Momen yang bekerja akibat beban hidup UDL :

$$M_{L(1)} = \frac{ql\ x\ \lambda^2}{8}$$

$$= \frac{450\ x\ 3^2}{8}$$

$$= 506{,}25 \text{ kgm}$$

Beban KEL :

P = 49 kN/m
DLA = 0,4 } P_{KEL} = (1+DLA) x P
= 68,6 kN

P_L = P_{KEL} x b1 x 50%
= 63,7 x 1 x 0,5
= 34,3 kN

Momen yang bekerja akibat beban hidup KEL :

$M_{L(2)} = \frac{Pl\ x\ \lambda}{4}$

$= \frac{34{,}3\ x\ 3}{4}$

= 25,725 KNm
= 2572,5 kgm

Pada perencanaan gelagar melintang untuk jembatan rangka batang, beban hidup yang bekerja tidak dikalikan dengan faktor ultimate. karena profil yang digunakan pada jembatan ini menggunakan material *Fiber Reinforced Polymer (FRP).*

Dari perhitungan diatas didapatkan momen total yang bekerja akibat beban UDL dan KEL adalah :

$M_{total} = M_{L(1)} + M_{L(2)}$
= 506,25 + 2572,5
= 3078,75 kgm

2. Beban Truk

Beban "T" yang bekerja pada jembatan rangka batang maksimal 80 ton. berikut ini adalah perhitungan beban Truk jembatan :

T = 112,5 kN
DLA = 0,4 } T = (1+DLA) x P
= 112 kN

T_L = T x b1
= 112 x 1
= 112 kN

Pada perencanaan gelagar melintang untuk jembatan rangka batang, beban hidup yang bekerja tidak dikalikan dengan faktor ultimate. karena profil yang digunakan pada jembatan ini menggunakan material *Fiber Reinforced Polymer (FRP).*

Faktor untuk jalur majemuk $= \frac{b1}{3,4} \times 2$
= 0,588

Momen ultimate yang bekerja akibat beban hidup truck :

$M_L = \frac{Tl\ x\ \lambda\ x\ faktor}{4}$

$= \frac{112\ x\ 3\ x\ 0,588}{4}$

= 49,392 KNm
= 4939,2 kgm **(Menentukan!)**

- **Kombinasi beban**

Perhitungan momen yang bekerja diambil dari kombinasi antara beban mati dan beban hidup. Yaitu antara beban mati dengan beban UDL dan KEL serta beban Truk.

$M_{U\ total\ 1} = M_D + M_{total}$
= 910,25 + 3078,75
= 3989 kgm

$M_{U\ total\ 2} = M_D + M_L$
= 910,25 + 4939,2
= 5849,45 kgm **(Menentukan!)**

Jadi, momen total yang bekerja untuk gelagar memanjang ini sebesar 5849,45 kgm

6.1.2 Kontrol profil

- **Kontrol batang tekan**

$$\frac{K \times l}{imin} = \frac{1 \times 300}{4{,}14}$$
$$= 72{,}464$$

mencari besarnya gaya ultimate pada gelagar memanjang

$$Fu' = \frac{4{,}9 \times E}{(\frac{K \times l}{imin})^{1{,}7}}$$
$$= \frac{4{,}9 \times 19306}{(72{,}464)^{1{,}7}}$$
$$= 65{,}115 \text{ Mpa}$$

Setelah didapatkan hasil gaya batang ultimate pada gelagar memanjang, kemudian dibagi dengan safety factor untuk profil yang terbuat dari Fiber Reinforced Polymer (FRP) sebesar 3,00. Kemudian dikalikan dengan luas penampang batang D_5 untuk mendapatkan gaya tekan pada batang tersebut :

$$Fa' = \frac{Fu'}{3}$$
$$= \frac{65{,}116}{3}$$
$$= 21{,}7 \text{ MPa}$$
$$= 2{,}17 \text{ kN/cm}^2$$

$$P = Fa' \times A$$
$$= 2{,}17 \times 124{,}15$$
$$= 269{,}7 \text{ kN}$$

- **Kontrol lendutan dan geser**

Kontrol lendutan gabungan antara beban mati dan beban hidup. kemudian dibandingkan dengan lendutan ijin yang diberikan sesuai dengan peraturan yang ada :

Lendutan ijin (Δ) :

$$\Delta = \frac{1}{240}\ x\ \lambda$$

$$= \frac{1}{240}\ x\ 300$$

= 1,25 cm

Lendutan yang terjadi :

$$\Delta' = \frac{5\ x\ q\ x\ \lambda^4}{384\ x\ E\ x\ Ix} + \frac{1\ x\ P\ x\ \lambda^3}{48\ x\ E\ x\ Ix}$$

$$= \frac{5\ x\ (\frac{1072,3}{100})\ x\ 300^4}{384\ x\ 19306\ x\ 129296} + \frac{1\ x\ (34,3\ x\ 100)\ x\ 300^3}{48\ x\ 19306\ x\ 129296}$$

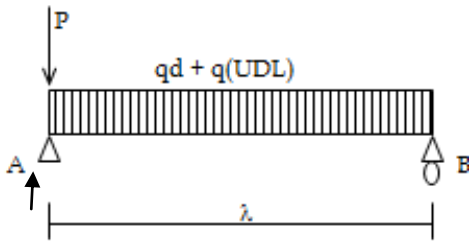
= 0,453 + 0,773

= 1,226 cm

Dari perhitungan diatas bisa dilihat bahwa untuk syarat lendutan masih memenuhi kriteria tersebut

Δ	<	Δ'	
1,226 cm	<	1,25 cm	(OK!)

- **Kontrol geser**



Gambar 6.2 Distribusi beban hidup dan beban mati

Kontrol gaya geser dilakukan akibat pembebanan pada beban mati dan beban hidup :

Va = (0,5 x qd x λ) + (0,5 x UDL x λ) + P

= (0,5 x 622,3 x 3) + (0,5 x 450 x 3) + (34,3 x 100)

= 933,45 + 675 + 3430
= 5038,45 kg

Cek gaya geser akibat beban hidup dan beban mati :

Vn = 0,6 x fy x Aw
= 0,6 x 206,84 x (h x tw) / 10
= 72675,3 kg

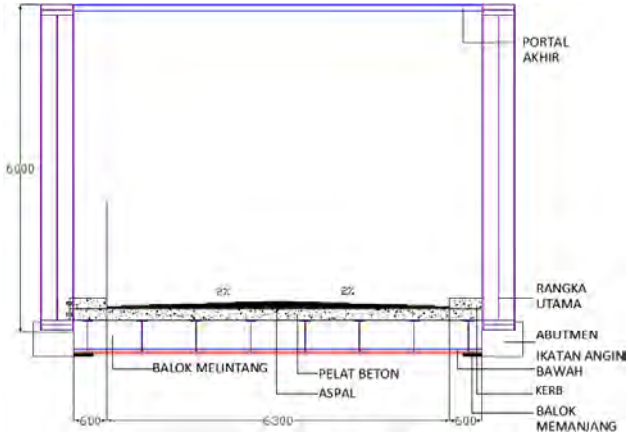
θ Vn = 0,9 x Vn
= 0,9 x 72675,3
= 65407,77 kg

maka,

θ Vn > Va
65407,77 kg > 5038,45 kg (OK!)

6.2 Perencanaan Profil Gelagar Melintang

Gelagar melintang pada Jembatan Cisudajaya ini dihitung cara komposit dengan lantai kendaraan. Profil yang digunakan untuk gelagar melintang adalah profil I-beam 610 x 190 x 9,6 x 19 (mm)



Gambar 6.3 Tampak samping jembatan

b = 190 mm
h = 610 mm
w = 7,3 kg/m
A = 124,15 cm^2

tf = 19 mm
tw = 9,6 mm
λ = 3 m
B = 7,5 m

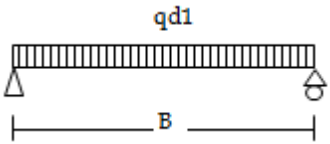
6.2.1 Pembebanan

Pada perencanaan Jembatan Cisudajaya, pembebanan yang diberikan sebesar 50% untuk beban hidup dari keadaan normal. Sedangkan untuk beban mati tetap diberikan sesuai dengan beban yang ada yaitu berat sendiri profil, berat gelagar memanjang dan berat lantai kendaraan yang diterima oleh gelagar melintang. Untuk perhitungan beban mati terdapat perencanaan gelagar melintang sebelum komposit dan sesudah komposit.

- **Beban Mati**

1. Sebelum komposit

Berat profil memanjang	: 21,9	kg/m
Berat profil melintang	: 7,3	kg/m
Pelat Beton (20 cm)	: 1440	kg/m
Bekisting (diperkirakan)	: 75	kg/m +
q_{D1}	: 1544,2	kg/m



Gambar 6.4 Distribusi beban mati sebelum komposit

Mencari besarnya reaksi dan momen yang terjadi akibat beban sebelum komposit :

$V_{qd1} = \frac{1}{2} \times qd1 \times B$

$= \frac{1}{2} \times 1544{,}2 \times 7{,}5$

$= 5790{,}75$ kg

M_{qd1} $= \frac{1}{8} \times qd1 \times B^2$

$= \frac{1}{8} \times 1544{,}2 \times 7{,}5^2$

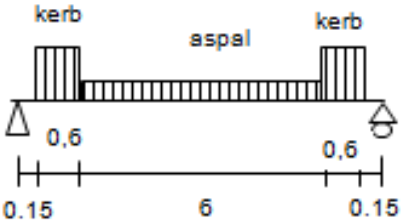
= 10857,7 kgm

2. Sesudah komposit

Berat aspal (5 cm) : 330 kg/m

Berat kerb (20 cm) : 1440 kg/m +

q_{d2} : 1775 kg/m



Gambar 6.5 Distribusi beban mati setelah komposit

Mencari besarnya reaksi dan momen yang terjadi akibat beban sebelum komposit :

V_{qd2} $= \frac{(qkerb \times 0{,}6 \times 7{,}05) + (qaspal \times 6 \times 3{,}75) + (qkerb \times 0{,}6 \times 0{,}45)}{B}$

$= \frac{(1440 \times 0{,}6 \times 7{,}05) + (330 \times 6 \times 3{,}75) + (1440 \times 0{,}6 \times 0{,}45)}{7{,}5}$

= 1854 kg

M_{qd2} $= (vqd2 \times 0{,}5 \times B) - (qkerb \times 0{,}6 \times 3{,}3) - (qaspal \times 3 \times 1{,}5)$

$= (1854 \times 0{,}5 \times 7{,}5) - (1440 \times 0{,}6 \times 3{,}3) - (330 \times 3 \times 1{,}5)$

= 2616,3 kgm

Besarnya momen total akibat beban mati adalah :

M_D $= M_{qd1} + M_{qd2}$
$= 10857,7 + 2616,3$
$= 13474$ kgm

- **Beban Hidup**

Beban hidup yang bekerja pada jembatan ini adalah :

1. Beban UDL dan KEL

Beban UDL :

Bentang L ≤ 30 m, maka

q $= 9$ Kpa
$= 900$ kg/m^2

q_L $= q \times \lambda \times 50\%$
$= 900 \times 3 \times 0,5$
$= 1350$ kg/m

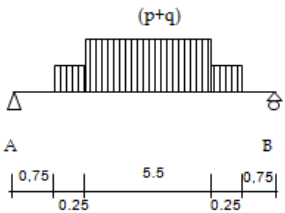
Beban KEL :

P $= 49$ kN/m
DLA $= 0,4$

P_{KEL} $= (1+DLA) \times P$
$= 68,6$ kN

P_L $= P_{KEL} \times 50\%$
$= 68,6 \times 0,5$
$= 34,3$ kN

Mencari besarnya reaksi dan momen maksimum yang terjadi akibat beban hidup UDL dan KEL :



Gambar 6.6 Distribusi beban hidup akibat beban UDL+ KEL merata

Jumlah beban yang bekerja akibat beban UDL dan KEL pada gelagar melintang adalah :

D = p + q
= P_L + (q x λ)
= 34,3 + (0,5 x 9 x 3)
= 47,8 kN/m

ΣMb = 0

$Va_{(p+q)} = \frac{(0{,}5\times0{,}25\times(6{,}625+0{,}875)D)+(D\times5{,}5\times3{,}75)}{B}$

$= \frac{(0{,}5\times0{,}25\times(6{,}625+0{,}875)47{,}8)+(47{,}8\times5{,}5\times3{,}75)}{7{,}5}$

= 137,425 kN

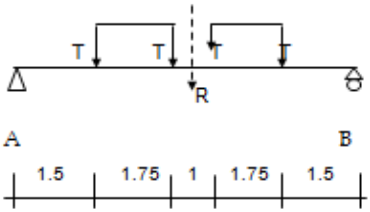
$M_{(p+q)} = (va \times 0{,}5 \times B) - (0{,}5 \times D \times 0{,}25 \times 2{,}875) - (0{,}5 \times D \times 2{,}75^2)$

$= (137{,}425 \times 0{,}5 \times 7{,}5) - (0{,}5 \times 47{,}8 \times 2{,}875) - (0{,}5 \times 47{,}8 \times 2{,}75^2)$

= 265,8875 kNm

2. Beban Truk "T"

Beban "T" yang bekerja pada gelagar melintang adalah :



Gambar 6.7 Distribusi beban hidup akibat beban Truk "T"

T = 112,5 kN
DLA = 0,4

T = (1+DLA) x P
= 112 kN

T_L = T
= 112

R = 4 x T_L
= 4 x 112
=448 kN

Dari beban roda truk diatas maka didapatkan besarnya reaksi dan momen sebagai berikut :

ΣMb = 0

$Va_{(T)} = \frac{R}{2}$

$= \frac{448}{2}$

= 224 kN

$M_{(T)} = (va \times 0{,}5 \times B) - (T \times 2{,}75)$

= (224 x 0,5 x 7,5) – (112 x 2,75)

= 532 kNm **(menentukan)**

Pada perencanaan gelagar melintang untuk jembatan rangka batang, beban hidup yang bekerja tidak dikalikan dengan faktor ultimate. karena profil yang digunakan pada jembatan ini menggunakan material *Fiber Reinforced Polymer (FRP).* Maka besarnya momen akibat beban hidup didapatkan dari beban truk yaitu sebesar 532 kNm

jadi, besarnya momen total akibat beban mati dan beban hidup adalah sebesar :

$M_{TOTAL} = M_D + M_T$

= 134,74 + 532

= 666,74 kNm

3. Beban pejalan kaki

Direncanakan trotoar dengan dimensi :

Lebar = 0,6 m

Bentang = 30 m

Luas trotoar = lebar x bentang

= 0,6 x 30
= 18 m^2

Besarnya beban pejalan kaki :
q = 5 kpa
q_j = q x λ
= 5 x 3
= 7,5 kN/m

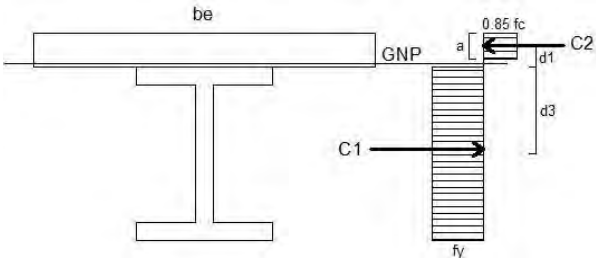
6.2.2 Perencanaan Profil Komposit Gelagar Melintang

- **Cek kriteria penampang**

$$\left.\begin{aligned} \frac{h}{tw} &= \frac{610}{9,6} = 63,54 \\ \frac{1680}{\sqrt{fy}} &= \frac{1680}{\sqrt{206,84}} = 116,8 \end{aligned}\right\} \frac{h}{tw} < \frac{1680}{\sqrt{fy}} \rightarrow$$

Penampang kompak, maka kapasitas momendianalisa dengan distribusi tegangan plastis

- **Lebar efektif beton**



Gambar 6.8 Profil komposit gelagar melintang

Mencari lebar efektif penampang :

$$\left.\begin{aligned} be_1 &= \frac{L}{4} = \frac{750}{4} = 187,5 \text{ cm} \\ be_2 &= S = 300 \text{ cm} \end{aligned}\right\} \quad be = be_1 \text{ (menentukan!)}$$

Mencari luas penampang kritis :

Ac = be x t_{beton}
= 187,5 x 20
= 3750 cm^2

Mencari gaya tarik penampang komposit :

C_1 = As x fy
= 124,15 x 100 x 206,84
= 2567918,6 N

C_2 = 0,85 x fc' x Ac
= 0,85 x 25 x 3750 x 100
= 7968750 N

} C = C_1 (menentukan!)

Mencari besarnya momen nominal :

a $= \frac{C}{0{,}85 \times fc' \times be}$

$= \frac{2567918{,}6}{0{,}85 \times 25 \times 187{,}5}$

= 64,45 mm

d_1 $= t - \frac{a}{2} = 167{,}78\ mm$

d_2 = 0 (penampang elastis maka tidak mengalami tekan)

d_3 $= \frac{h}{2} = 305\ mm$

Py = As x fy
= 124,15 x 100 x 206,84
= 2567918,6 N

Mn = C (d_1 + d_2) + Py (d_3 – d_2)
= 2567918,6 (167,78+0) + 2567918,6 (304,8 – 0)
= 1214048073 Nmm

θ Mn = 0,85 x Mn
= 0,85 x 1214048073
= 1031940862 Nmm
= 1031,941 kNm

Dari hasil perhitungan diatas maka didapatkan perbandingan antara momen nominal dengan momen kombinasi :

θ Mn	>	M_{total}	
1031,941 kNm	>	666,74 kNm	**(OK!)**

- **Perhitungan shear connector**

Direncanakan shear connector stud sebagai berikut :

D = 22 mm

Asc $= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$

= 0,25 x π x 22^2

= 381 mm^2

Fu = 410 Mpa

Qn = 0,5 x Asc x $\sqrt{fc' \text{ x } Ec}$

= 0,5 x 381 x $\sqrt{25 \times 4700 \times \sqrt{25}}$

= 146015 N

Kuat geser baut = Asc x Fu

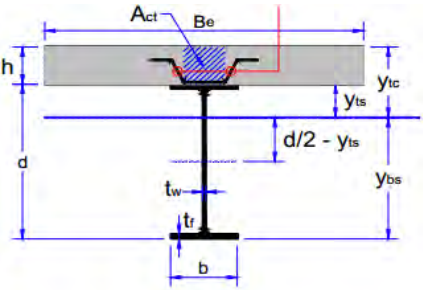
= 255 x 410

= 156210 N

maka :

Qn < Asc x Fu

146015 N < 156210 N → (OK!)



Gambar 6.9 Detail shear connector pada gelagar melintang

Vh = C
= 1567918,6 N

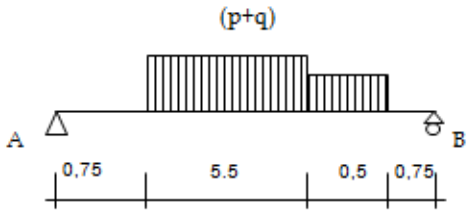
N $= \frac{Vh}{Qn}$
$= \frac{2567918,6}{146015}$
= 17,6 → setengah bentang gelagar melintang

Jadi, jumlah stud sepanjang gelagar melintang adalah :
N x 2 = 17,6 x 2
= 35,2
= 36 buah

Jarak antar shear connector $= \frac{B}{jumla\ h\ stud}$
$= \frac{750}{36}$
= 21 cm

- **Kontrol gaya geser**

Kontrol gaya geser dilakukan akibat pembebanan pada beban mati dan beban hidup UDL + KEL tidak simetris :



Gambar 6.10 Distribusi beban hidup akibat beban UDL + KEL tidak merata

$Va_{(p+q)} = \frac{(D \times 5,5 \times 4) + (D \times 0,5 \times 0,5 \times 1)}{B}$
$= \frac{(47,8 \times 5,5 \times 4) + (47,8 \times 0,5 \times 0,5 \times 1)}{7,5}$
= 141,8 kN

Va $= \frac{(Vaqd\ 1)}{100} + \frac{(Vaqd\ 2)}{100} + Va(p+q)$

$= \frac{(5790{,}75)}{100} + \frac{(1854)}{100} + 141{,}8$

= 218,25 kN

Cek gaya geser akibat beban hidup dan beban mati :

Vn = 0,6 x fy x Aw
= 0,6 x 206,84 x (h x tw)
= 726753 N
= 726,753 kN

θ Vn = 0,9 x Vn
= 0,9 x 726,753
= 654,08 kN

θ Vn > Va
654,08 kN > 218,25 kN (OK!)

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

BAB VII

PERENCANAAN RANGKA BATANG UTAMA

7.1 Umum

Konsttruksi rangka batang utama merupakan bagian terakhir dari konstruksi atas jembatan rangka batang. Rangka utama pada jembatan ini meliputi batang diagonal, batang vertikal, dan batang rangka atas.

Pada rangka utama jembatan ini menerima seluruh beban yang disalurkan oleh gelagar memanjang dan gelagar melintang. Kemudian beban tersebut dibagi rata kepada seluruh rangka batang yang ada.

Untuk pemilihan profil dan dimensi batang berdasarkan syarat – syarat yang ditentukan. Antara lain kontrol penampang, kekuatan dari gaya aksial batang, dan memenuhi dari beban – beban yang bekerja.

7.2 Pembebanan Rangka Utama

7.2.1 Akibat beban mati

Beban mati yang bekerja pada rangka utama terdiri dari berat sendiri jembatan yang tergantung dari besarnya bentang jembatan, berat sendiri jembatan sebelum komposit, dan berat sendiri jembatan setelah komposit.

q_{rangka} = (20 + 3L)
= (20 + 3 x 30)
= 110 kg/m^2

P_{rangka} = q x λ x (B / 2)
= 110 x 3 x (7,5 / 2)
= 1237,5 kg

P_{total} = V_{qd1} + V_{qd2} + P_{rangka}
= 5790,75 + 1854 + 1237,5
= 8882,25 kg

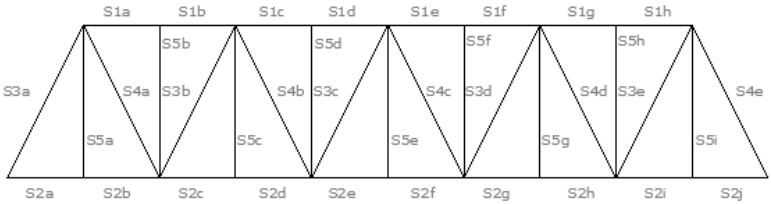
7.2.2 Akibat beban hidup

Beban hidup yang bekerja pada rangka utama adalah beban UDL dan KEL setelah komposit.

UDL = q_L x B
= 1350 kg/m x 7,5 m
= 10125 kg

KEL = P_L
= 34,3 kN
= 3430 kg

7.2.3 Penomoran batang dan letak beban



Gambar 7.1 Penamaan frame pada jembatan rangka batang

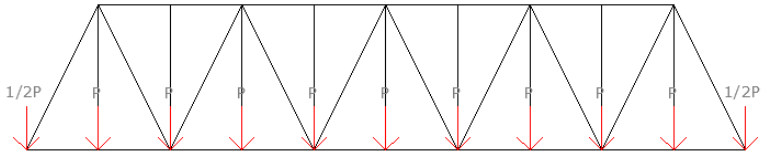
Berikut ini adalah keterangan dari penomoran frame diatas :

Tabel 7.1 Penamaan batang pada jembatan

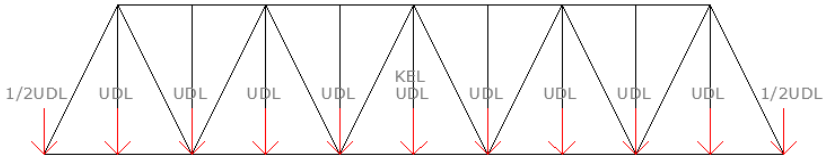
No.	Nama Batang	Panjang (m)	Keterangan
1	S1a	3	rangka atas
2	S1b	3	rangka atas
3	S1c	3	rangka atas
4	S1d	3	rangka atas
5	S1e	3	rangka atas
6	S1f	3	rangka atas
7	S1g	3	rangka atas
8	S1h	3	rangka atas

9	S2a	3	rangka bawah
10	S2b	3	rangka bawah
11	S2c	3	rangka bawah
12	S2d	3	rangka bawah
13	S2e	3	rangka bawah
14	S2f	3	rangka bawah
15	S2g	3	rangka bawah
16	S2h	3	rangka bawah
17	S2i	3	rangka bawah
18	S2j	3	rangka bawah
19	S3a	6,7	diagonal
20	S3b	6,7	diagonal
21	S3c	6,7	diagonal
22	S3d	6,7	diagonal
23	S3e	6,7	diagonal
24	S4a	6,7	diagonal
25	S4b	6,7	diagonal
26	S4c	6,7	diagonal
27	S4d	6,7	diagonal
28	S4e	6,7	diagonal
29	S5a	6	vertikal
30	S5b	6	vertikal
31	S5c	6	vertikal
32	S5d	6	vertikal
33	S5e	6	vertikal
34	S5f	6	vertikal
35	S5g	6	vertikal
36	S5h	6	vertikal
37	S5i	6	vertikal

Distribusi beban mati dan beban hidup pada jembatan rangka batang ini akan dijelaskan pada gambar berikut :



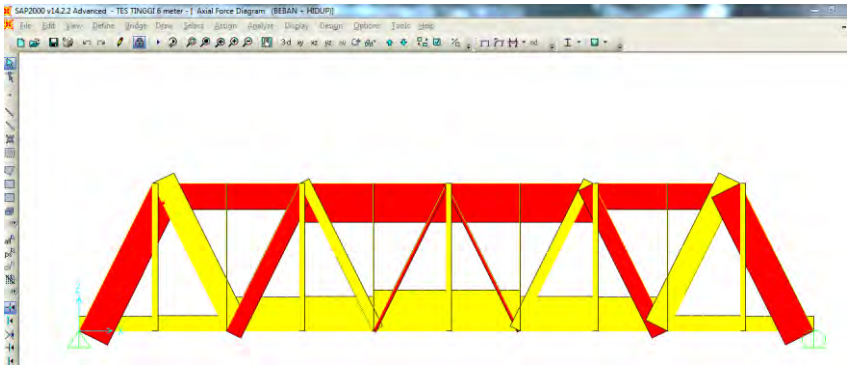
Gambar 7.2 Distribusi Beban Mati



Gambar 7.3 Distribusi Beban Hidup

7.3 Gaya Aksial Pada Rangka Batang

Dari perhitungan pembebanan diatas akan didapatkan gaya aksial pada setiap frame. Dengan menggunakan program bantu SAP 2000. Warna merah menunjukkan batang tersebut mengalami gaya tekan, sedangkan warna kuning menunjukkan batang tersebut mengalami gaya tarik. Berikut ini adalah diagram gaya batang pada jembatan tersebut adalah :



Gambar 7.4 Gaya aksial pada jembatan rangka batang

Perhitungan pembebanan diberikan akibat beban mati dan beban hidup. Berikut ini adalah besarnya gaya aksial yang bekerja pada jembatan rangka batang tersebut sesuai dengan penomoran frame diatas :

- **Elemen S1 (rangka atas)**

Tabel 7.2 Besarnya gaya aksial pada elemen S1

No.	Batang	Panjang (m)	Pu (kN)	Keterangan
1	S1a	3	-341,87	Tekan
2	S1b	3	-350,7	Tekan
3	S1c	3	-518,81	Tekan
4	S1d	3	-521,7	Tekan
5	S1e	3	-521,7	Tekan
6	S1f	3	-518,81	Tekan
7	S1g	3	-350,7	Tekan
8	S1h	3	-341,87	Tekan

- **Elemen S2 (rangka bawah)**

Tabel 7.3 Besarnya gaya aksial pada elemen S2

No.	Batang	Panjang (m)	Pu (kN)	Keterangan
1	S2a	3	192,1	Tarik
2	S2b	3	200,97	Tarik
3	S2c	3	449,25	Tarik
4	S2d	3	454,92	Tarik
5	S2e	3	538,88	Tarik
6	S2f	3	538,88	Tarik
7	S2g	3	454,92	Tarik
8	S2h	3	449,25	Tarik
9	S2i	3	200,97	Tarik
10	S2j	3	192,1	Tarik

- **Elemen S3 (rangka diagonal)**

Tabel 7.4 Besarnya gaya aksial pada elemen S3

No.	Batang	Panjang (m)	Pu (kN)	Keterangan
1	S3a	6,7	-419,68	Tekan
2	S3b	6,7	-215,2	Tekan
3	S3c	6,7	-37,44	Tekan
4	S3d	6,7	140	Tarik
5	S3e	6,7	312,17	Tarik

- **Elemen S4 (rangka diagonal)**

Tabel 7.5 Besarnya gaya aksial pada elemen S4

No.	Batang	Panjang (m)	Pu (kN)	Keterangan
1	S4a	6,7	312,17	Tarik
2	S4b	6,7	140	Tarik
3	S4c	6,7	-37,44	Tarik
4	S4d	6,7	-215,2	Tekan
5	S4e	6,7	-419,68	Tekan

- **Elemen S5 (rangka vertikal)**

Tabel 7.6 Besarnya gaya aksial pada elemen S5

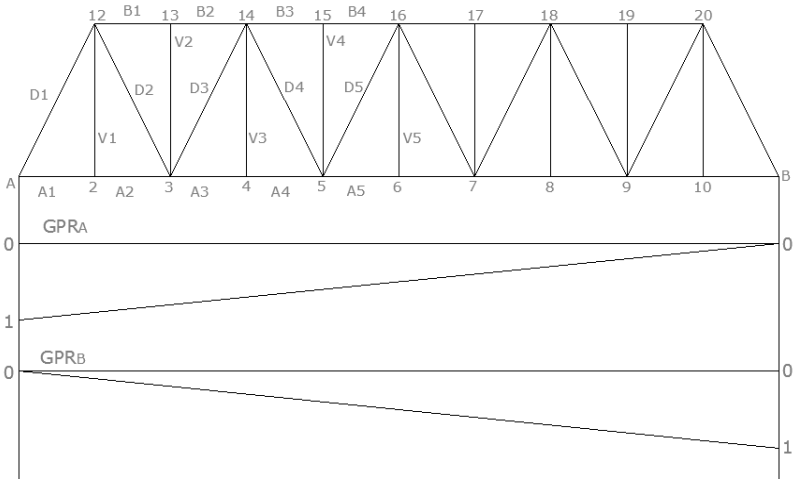
No.	Batang	Panjang (m)	Pu (kN)	Keterangan
1	S5a	6	72,47	Tarik
2	S5b	6	12,38	Tarik
3	S5c	6	68,16	Tarik
4	S5d	6	6,66	Tarik
5	S5e	6	68,01	Tarik
6	S5f	6	6,66	Tarik
7	S5g	6	68,16	Tarik

8	S5h	6	12,38	Tarik
9	S5i	6	72,47	Tarik

7.4 Perhitungan Garis Pengaruh Pada Rangka Batang

Garis pengaruh dihitung untuk mendapatkan gaya aksial yang bekerja pada setiap batang. Karena bentuk jembatan yang simetris, maka perhitungan hanya dilakukan untuk setengah bentang saja.

Besarnya gaya aksial yang bekerja tergantung dari besar dan letak dari beban yang ada. Pada perhitungan garis pengaruh jembatan rangka batang ini menggunakan *Metode Ritter*. Berikut ini pada gambar x.x adalah penomoran frame untuk garis pengaruh pada jembatan rangka batang.



Gambar 7.5 Penomoran batang untuk mencari garis pengaruh

Gambar diatas merupakan garis pengaruh untuk reaksi di titik A dan titik B. sedangakan penomoran batang hanya setengah bentang karena besarnya gaya aksial pada rangka batang tersebut simetris pada batang V5

dimensi batang :

A1 = 3 m
D1 = 6,7 m
V1 = 6 m

cos α = 0,5
sin α = 0,895
tan α = 2

7.4.1 Garis Pengaruh Batang A (GP_A)

- **GPA_1**

P = 1 t di titik A (lihat kanan), maka :

R_A = 1 t
R_B = 0

$\Sigma Mc\ A_1 = 0$
$A_1 = 0$

P = 1 t di titik 2 (lihat kiri), maka :

R_A = 0,9 t
R_B = 0,1 t

$\Sigma Mc\ A_1 = 0$
$R_A \times 3 - A_1 \times 6 = 0$

$A_1 = \frac{0,9 \times 3}{6}$

$= 0,45$ t

P = 1 t di titik B (lihat kiri), maka :

R_A = 0
R_B = 1 t

$\Sigma Mc\ A_1 = 0$
$A_1 = 0$

- **GPA_2**

P = 1 t di titik A (lihat kanan), maka :

R_A = 1 t
R_B = 0

$\Sigma Mc\ A_2 = 0$
$A_2 = 0$

P = 1 t di titik 2 (lihat kiri), maka :

R_A = 0,9 t
R_B = 0,1 t

$\Sigma Mc\ A_2 = 0$

$R_A \times 3 - A_2 \times 6 = 0$

$A_2 = \frac{0,9 \times 3}{6}$

$= 0,45$ t

P = 1 t di titik B (lihat kiri), maka :
R_A = 0
R_B = 1 t

$\Sigma Mc\ A_2 = 0$

$A_2 = 0$

- **GPA_3**

P = 1 t di titik A (lihat kanan), maka :
R_A = 1 t
R_B = 0

$\Sigma Mc\ A_3 = 0$

$A_3 = 0$

P = 1 t di titik 4 (lihat kiri), maka :
R_A = 0,7 t
R_B = 0,3 t

$\Sigma Mc\ A_3 = 0$

$R_A \times 9 - A_3 \times 6 = 0$

$A_3 = \frac{0,7 \times 9}{6}$

$= 1,05$ t

P = 1 t di titik B (lihat kiri), maka :
R_A = 0
R_B = 1 t

$\Sigma Mc\ A_3 = 0$

$A_3 = 0$

- **GPA_4**

P = 1 t di titik A (lihat kanan), maka :

R_A = 1 t

R_B = 0

$\Sigma Mc\ A_4 = 0$

$A_4 = 0$

P = 1 t di titik 4 (lihat kiri), maka :

R_A = 0,7 t

R_B = 0,3 t

$\Sigma Mc\ A_4 = 0$

$R_A \times 9 - A_4 \times 6 = 0$

$A_4 = \frac{0{,}7 \times 9}{6}$

$= 1{,}05$ t

P = 1 t di titik B (lihat kiri), maka :

R_A = 0

R_B = 1 t

$\Sigma Mc\ A_4 = 0$

$A_4 = 0$

- **GPA_5**

P = 1 t di titik A (lihat kanan), maka :

R_A = 1 t

R_B = 0

$\Sigma Mc\ A_5 = 0$

$A_5 = 0$

P = 1 t di titik 6 (lihat kiri), maka :

R_A = 0,5 t

R_B = 0,5 t

$\Sigma Mc\ A_5 = 0$

$R_A \times 15 - A_5 \times 6 = 0$

$A_5 = \frac{0{,}5 \times 15}{6}$

= 1,25 t

P = 1 t di titik B (lihat kiri), maka :

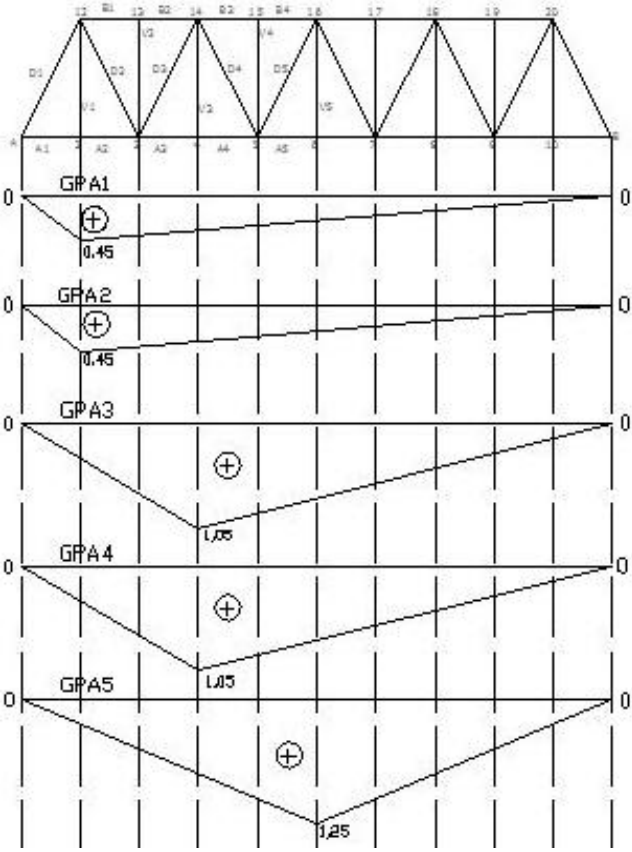
R_A = 0

R_B = 1 t

$\Sigma Mc\ A_5 = 0$

A_5 = 0

Dari perhitungan diatas, maka didapatkan gambar 7.6 garis pengaruh pada batang bawah A (GP_A) sebagai berikut :



Gambar 7.6 Garis pengaruh batang bawah (GP_A)

7.4.2 Garis Pengaruh Batang B (GP_B)

- **GPB_1**

P = 1 t di titik A (lihat kanan), maka :

R_A = 1 t

R_B = 0

$\Sigma Mc\ B_1 = 0$

$B_1 = 0$

P = 1 t di titik 3 (lihat kiri), maka :

R_A = 0,8 t

R_B = 0,2 t

$\Sigma Mc\ B_1 = 0$

$R_A \times 6 + B_1 \times 6 = 0$

$A_1 = -\frac{0{,}8 \times 6}{6}$

$= -0{,}8$ t

P = 1 t di titik B (lihat kiri), maka :

R_A = 0

R_B = 1 t

$\Sigma Mc\ B_1 = 0$

$B_1 = 0$

- **GPB_2**

P = 1 t di titik A (lihat kanan), maka :

R_A = 1 t

R_B = 0

$\Sigma Mc\ B_2 = 0$

$B_2 = 0$

P = 1 t di titik 3 (lihat kiri), maka :

R_A = 0,8 t

R_B = 0,2 t

$\Sigma Mc\ B_2 = 0$

$R_A \times 6 + B_2 \times 6 = 0$

$B_2 \quad = -\frac{0,8 \times 6}{6}$

$= -0,8$ t

P = 1 t di titik B (lihat kiri), maka :

$R_A \quad = 0$

$R_B \quad = 1$ t

$\Sigma Mc\ B_2 = 0$

$B_2 \quad = 0$

- **GPB$_3$**

P = 1 t di titik A (lihat kanan), maka :

$R_A \quad = 1$ t

$R_B \quad = 0$

$\Sigma Mc\ B_3 = 0$

$B_3 \quad = 0$

P = 1 t di titik 5 (lihat kiri), maka :

$R_A \quad = 0,6$ t

$R_B \quad = 0,4$ t

$\Sigma Mc\ B_3 = 0$

$R_A \times 12 - B_3 \times 6 = 0$

$B_3 \quad = \frac{0,6 \times 12}{6}$

$= 1,2$ t

P = 1 t di titik B (lihat kiri), maka :

$R_A \quad = 0$

$R_B \quad = 1$ t

$\Sigma Mc\ B_3 = 0$

$B_3 \quad = 0$

- **GPB$_4$**

P = 1 t di titik A (lihat kanan), maka :

$R_A \quad = 1$ t

$R_B \quad = 0$

$\Sigma Mc\ B_4 = 0$

$B_4 = 0$

P = 1 t di titik 5 (lihat kiri), maka :

$R_A = 0{,}6$ t

$R_B = 0{,}4$ t

$\Sigma Mc\ B_4 = 0$

$R_A \times 12 - B_4 \times 6 = 0$

$B_4 = \frac{0{,}6 \times 12}{6}$

$= 1{,}2$ t

P = 1 t di titik B (lihat kiri), maka :

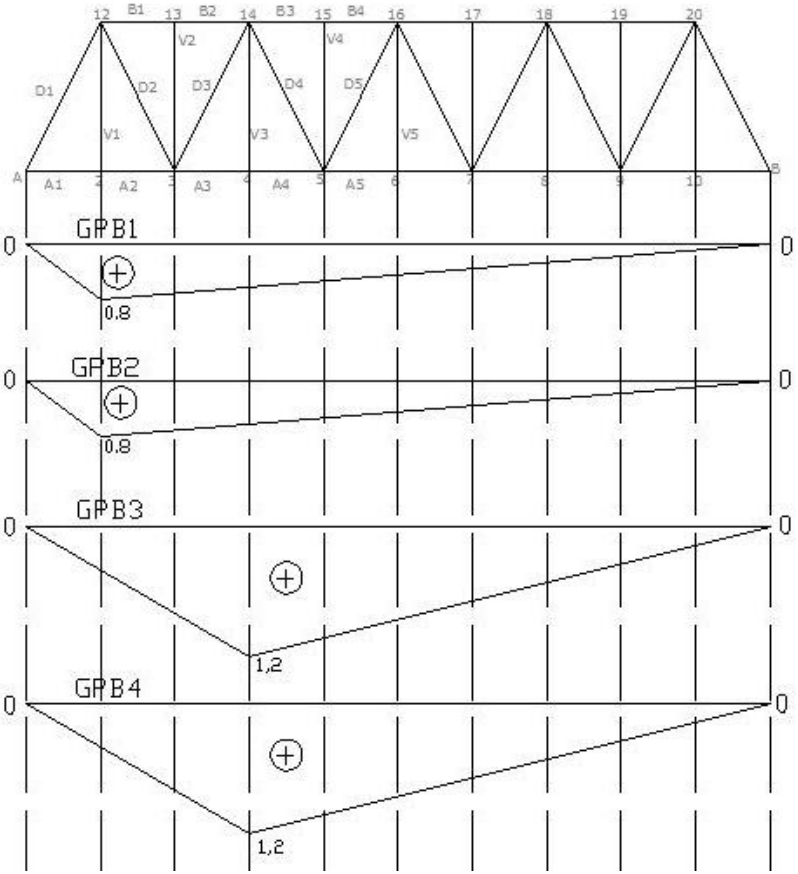
$R_A = 0$

$R_B = 1$ t

$\Sigma Mc\ B_4 = 0$

$B_4 = 0$

Dari perhitungan diatas, maka didapatkan gambar 7.7 garis pengaruh pada batang atas B (GP_B) sebagai berikut :



Gambar 7.7 Garis pengaruh batang atas (GP_B)

7.4.3 Garis Pengaruh Batang V (GP_V)

- **GPV_1**

P = 1 t di titik A, maka :
R_A = 1 t
R_B = 0

$\Sigma Ky_2 = 0$
$V_1 = 0$

P = 1 t di titik 2, maka :
R_A = 0,9 t
R_B = 0,1 t

$\Sigma Ky_2 = 0$
$V_1 - P = 0$
$V_1 = P$
$V_1 = 1$ t

P = 1 t di titik 3, maka :
R_A = 0,8 t
R_B = 0,2 t

$\Sigma Ky_2 = 0$
$V_1 = 0$

P = 1 t di titik B, maka :
R_A = 0
R_B = 1 t

$\Sigma Ky_2 = 0$
$V_1 = 0$

- **GPV_2**

Pada garis pengaruh batang V_2 gaya yag bekerja sangat kecil. maka besarnya GPV_2 adalah 0 (Nol) dari titik A ke titik B.

- **GPV_3**

P = 1 t di titik A, maka :
R_A = 1 t
R_B = 0

$\Sigma Ky_4 = 0$
$V_3 = 0$

P = 1 t di titik 3, maka :
R_A = 0,8 t
R_B = 0,2 t

$\Sigma Ky_4 = 0$
$V_3 = 0$

P = 1 t di titik 4, maka :
R_A = 0,7 t
R_B = 0,3 t

$\Sigma Ky_4 = 0$
$V_3 - P = 0$
$V_3 = P$
$V_3 = 1$ t

P = 1 t di titik 5, maka :
R_A = 0,6 t
R_B = 0,4 t

$\Sigma Ky_4 = 0$
$V_3 = 0$

P = 1 t di titik B, maka :
R_A = 0
R_B = 1 t

$\Sigma Ky_4 = 0$
$V_3 = 0$

- **GPV_4**

Pada garis pengaruh batang V_2 gaya yag bekerja sangat kecil. maka besarnya GPV_2 adalah 0 (Nol) dari titik A ke titik B.

- **GPV_5**

P = 1 t di titik A, maka :
R_A = 1 t
R_B = 0

$\Sigma Ky_6 = 0$
$V_5 = 0$

P = 1 t di titik 5, maka :

R_A = 0,6 t

R_B = 0,4 t

$\Sigma Ky_6 = 0$

$V_5 = 0$

P = 1 t di titik 6, maka :

R_A = 0,5 t

R_B = 0,5 t

$\Sigma Ky_6 = 0$

$V_5 - P = 0$

$V_5 = P$

$V_5 = 1$ t

P = 1 t di titik 7, maka :

R_A = 0,4 t

R_B = 0,6 t

$\Sigma Ky_6 = 0$

$V_5 = 0$

P = 1 t di titik B, maka :

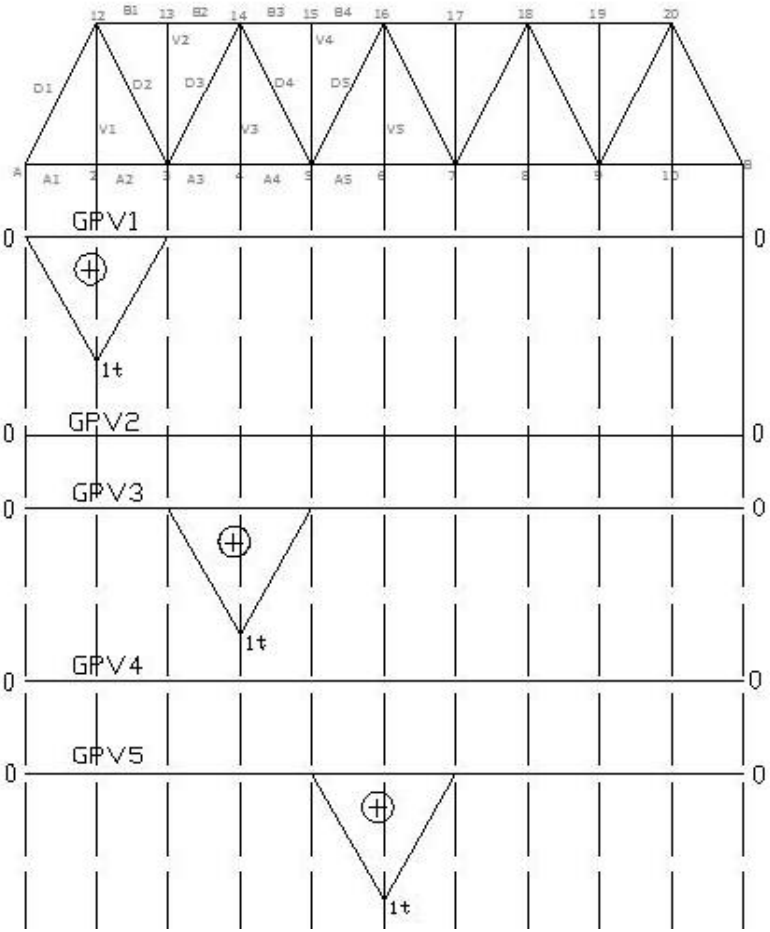
R_A = 0

R_B = 1 t

$\Sigma Ky_6 = 0$

$V_5 = 0$

Dari perhitungan diatas, maka didapatkan gambar 7.8 garis pengaruh pada batang vertikal V (GP_V) sebagai berikut :



Gambar 7.8 Garis pengaruh batang vertikal (GP_V)

7.4.4 Garis Pengaruh Batang D (GP_D)

- **GPD_1**

P = 1 t di titik A (lihat kanan), maka :

R_A = 1 t

$R_B = 0$

$\Sigma Ky_A = 0$

$D_1 = 0$

P = 1 t di titik 2 (lihat kiri), maka :

$R_A = 0{,}9$ t

$R_B = 0{,}1$ t

$\Sigma Ky_A = 0$

$R_A + D_1 \sin \alpha = 0$

$D_1 = -\frac{0{,}9}{0{,}895}$

$= -1{,}005$ t

P = 1 t di titik B (lihat kiri), maka :

$R_A = 0$

$R_B = 1$ t

$\Sigma Ky_A = 0$

$D_1 = 0$

- **GPD_2**

P = 1 t di titik A (lihat kanan), maka :

$R_A = 1$ t

$R_B = 0$

$\Sigma Ky_2 = 0$

$D_2 = 0$

P = 1 t di titik 2 (lihat kanan), maka :

$R_A = 0{,}9$ t

$R_B = 0{,}1$ t

$\Sigma Ky_2 = 0$

$R_B + D_2 \sin \alpha = 0$

$D_2 = -\frac{0{,}1}{0{,}895}$

$= -0{,}112$ t

P = 1 t di titik 3 (lihat kiri), maka :

$R_A = 0{,}8$ t

R_B = 0,2 t

$\Sigma Ky_3 = 0$

$R_A - D_2 \sin \alpha = 0$

$D_2 = \frac{0,8}{0,895}$

$= 0,894$ t

P = 1 t di titik B (lihat kiri), maka :

R_A = 0

R_B = 1 t

$\Sigma Ky_3 = 0$

$D_2 = 0$

- **GPD$_3$**

P = 1 t di titik A (lihat kanan), maka :

R_A = 1 t

R_B = 0

$\Sigma Ky_3 = 0$

$D_3 = 0$

P = 1 t di titik 3 (lihat kanan), maka :

R_A = 0,8 t

R_B = 0,2 t

$\Sigma Ky_3 = 0$

$D_3 \sin \alpha - R_B = 0$

$D_3 = \frac{0,2}{0,895}$

$= 0,22$ t

P = 1 t di titik 4 (lihat kiri), maka :

R_A = 0,7 t

R_B = 0,3 t

$\Sigma Ky_4 = 0$

$R_A + D_3 \sin \alpha = 0$

$D_3 \quad = -\frac{0,7}{0,895}$

$= -0,78$ t

P = 1 t di titik B (lihat kiri), maka :

$R_A \quad = 0$

$R_B \quad = 1$ t

$\Sigma Ky_4 \quad = 0$

$D_3 \quad = 0$

- **GPD$_4$**

P = 1 t di titik A (lihat kanan), maka :

$R_A \quad = 1$ t

$R_B \quad = 0$

$\Sigma Ky_4 \quad = 0$

$D_4 \quad = 0$

P = 1 t di titik 4 (lihat kanan), maka :

$R_A \quad = 0,7$ t

$R_B \quad = 0,3$ t

$\Sigma Ky_4 \quad = 0$

$D_4 \sin \alpha + R_B \quad = 0$

$D_4 \quad = -\frac{0,3}{0,895}$

$= -0,33$ t

P = 1 t di titik 5 (lihat kiri), maka :

$R_A \quad = 0,6$ t

$R_B \quad = 0,4$ t

$\Sigma Ky_5 \quad = 0$

$R_A - D_4 \sin \alpha \quad = 0$

$D_4 \quad = \frac{0,6}{0,895}$

$= 0,67$ t

P = 1 t di titik B (lihat kiri), maka :

$R_A \quad = 0$

R_B = 1 t

ΣKy_5 = 0

D_4 = 0

- **GPD_5**

P = 1 t di titik A (lihat kanan), maka :

R_A = 1 t

R_B = 0

ΣKy_5 = 0

D_5 = 0

P = 1 t di titik 5 (lihat kanan), maka :

R_A = 0,6 t

R_B = 0,4 t

ΣKy_5 = 0

$R_B - D_5 \sin \alpha$ = 0

$D_5 = \frac{0,4}{0,895}$

= 0,45 t

P = 1 t di titik 6 (lihat kiri), maka :

R_A = 0,5 t

R_B = 0,5 t

ΣKy_6 = 0

$R_A + D_5 \sin \alpha$ = 0

$D_5 = -\frac{0,5}{0,895}$

= – 0,55 t

P = 1 t di titik B (lihat kiri), maka :

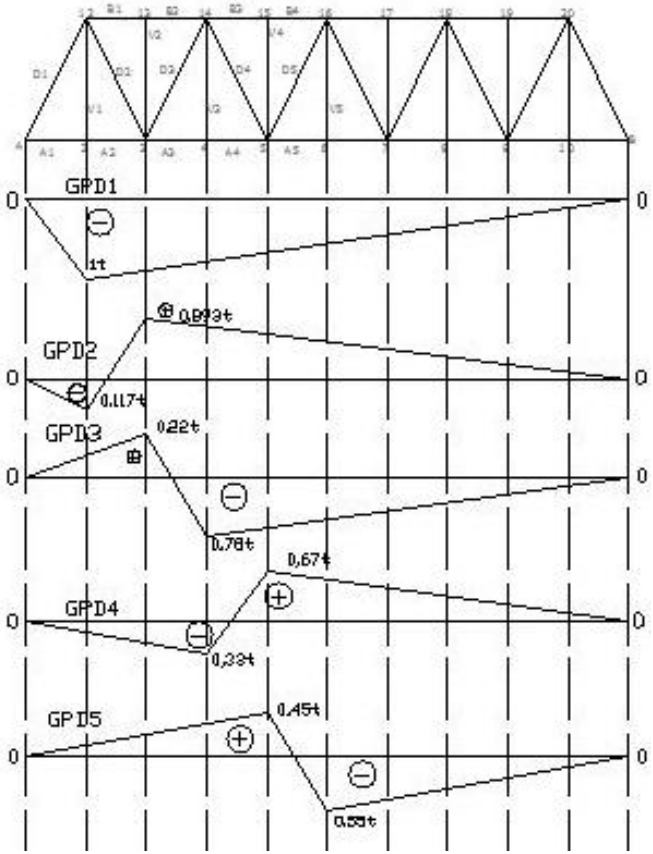
R_A = 0

R_B = 1 t

ΣKy_6 = 0

D_5 = 0

Dari perhitungan diatas, maka didapatkan gambar 7.9 garis pengaruh pada batang diagonal D (GP_D) sebagai berikut :



Gambar 7.9 Garis pengaruh batang vertikal (GP_D)

7.5 Kontrol penampang rangka batang utama

7.5.1 Batang Tekan

7.5.1.1 Rangka batang atas (B_1)

Rangka batang atas pada jembatan cisudajaya ini seluruhnya menerima gaya tekan. Berikut ini direncanakan batang B_1 menggunakan profil I-beam 610 x 190 x 9,6 x 19 (mm)

b = 190 mm
h = 610 mm
w = 7,3 kg/m
A = 124,15 cm^2
i_{min} = iy = 4,14 cm

λ = 3 m
E = 19306 Mpa
fy = 206,84 Mpa
L = 300 cm
K = 1

- **Kontrol batang tekan**

$$\frac{K \times l}{imin} = \frac{1 \times 300}{4,14}$$
$$= 72,464$$

mencari besarnya gaya ultimate pada batang tekan B_1

$$Fu' = \frac{4,9 \times E}{(\frac{K \times l}{imin})^{1,7}}$$
$$= \frac{4,9 \times 19306}{(72,464)^{1,7}}$$
$$= 65,115 \text{ Mpa}$$

Setelah didapatkan hasil gaya batang ultimate B_1 kemudian dibagi dengan safety factor untuk profil yang terbuat dari Fiber Reinforced Polymer (FRP) sebesar 3,00. Kemudian dikalikan dengan luas penampang batang B_1 untuk mendapatkan gaya tekan pada batang tersebut :

$$Fa' = \frac{Fu'}{3}$$
$$= \frac{65,115}{3}$$
$$= 21,705 \text{ MPa}$$
$$= 2,1705 \text{ kN/cm}^2$$

$$P_{B1} = Fa' \times A$$
$$= 2,1705 \times 124,15$$
$$= 269,47 \text{ kN}$$

- **Gaya aksial batang B_1**

Setelah didapatkan kuat tekan pada perhitungan diatas, kemudian dibandingkan dengan gaya aksial yang bekerja pada batang B_1. Besarnya gaya aksial bisa didapatkan dari perhitungan gaya pengaruh diatas.

$B_1 \quad = \left(L\Delta \times UDL \times \frac{1}{2}B1\right) + (t \times KEL \times \frac{1}{2}B1)$

$= (\frac{1}{2} \times 0{,}8 \times 30 \times 4{,}5\ kg/m \times 3{,}75\ m) + (0{,}8 \times 34{,}3\ kN/m \times 3{,}75m)$

= 202,5 kg + 102,9 kN

= 105 kN

Dari perhitungan diatas maka didapatkan perbandingan sebagai berikut :

P_{B1}	>	B_1	
269,47 kN	>	105 kN	(OK!)

7.5.1.2 Rangka batang atas (B_2)

Berikut ini direncanakan batang B_2 menggunakan profil I-beam 610 x 190 x 9,6 x 19 (mm)

b = 190 mm	λ = 3 m
h = 610 mm	E = 19306 Mpa
w = 7,3 kg/m	fy = 206,84 Mpa
A = 124,15 cm^2	L = 300 cm
i_{min} = iy = 4,14 cm	K = 1

- **Kontrol batang tekan**

$$\frac{K \times l}{imin} = \frac{1 \times 300}{4{,}14}$$

$$= 72{,}464$$

mencari besarnya gaya ultimate pada batang tekan B_2

Fu' $= \frac{4,9 \times E}{(\frac{K \times l}{imin})^{1,7}}$

$= \frac{4,9 \times 19306}{(72,464)^{1,7}}$

= 65,115 Mpa

Setelah didapatkan hasil gaya batang ultimate B_2 kemudian dibagi dengan safety factor untuk profil yang terbuat dari Fiber Reinforced Polymer (FRP) sebesar 3,00. Kemudian dikalikan dengan luas penampang batang B_2 untuk mendapatkan gaya tekan pada batang tersebut :

Fa' $= \frac{Fu'}{3}$

$= \frac{65,115}{3}$

$= 21,705$ MPa

= 2,1705 kN/cm^2

P_{B2} $= Fa' \times A$

$= 2,1705 \times 124,15$

= 269,47 kN

- **Gaya aksial batang B_2**

Setelah didapatkan kuat tekan pada perhitungan diatas, kemudian dibandingkan dengan gaya aksial yang bekerja pada batang B_2. Besarnya gaya aksial bisa didapatkan dari perhitungan gaya pengaruh diatas.

B_2 $= \left(L\Delta \times UDL \times \frac{1}{2}B1\right) + (t \times KEL \times \frac{1}{2}B1)$

$= (\frac{1}{2} \times 0,8 \times 30 \times 4,5\ kg/m \times 3,75\ m)+) + (0,8 \times 34,3\ kN/m \times 3,75m)$

= 202,5 kg + 102,9 kN

= 105 kN

Dari perhitungan diatas maka didapatkan perbandingan sebagai berikut :

P_{B2} > B_2

269,47 kN > 105 kN (OK!)

7.5.1.3 Rangka batang atas (B_3)

Berikut ini direncanakan batang B_3 menggunakan profil I-beam 610 x 190 x 9,6 x 19 (mm)

b = 190 mm
h = 610 mm
w = 7,3 kg/m
A = 124,15 cm^2
i_{min} = iy = 4,14 cm

λ = 3 m
E = 19306 Mpa
fy = 206,84 Mpa
L = 300 cm
K = 1

- **Kontrol batang tekan**

$$\frac{K \times l}{imin} = \frac{1 \times 300}{4,14}$$
$$= 72,464$$

mencari besarnya gaya ultimate pada batang tekan B_3

$$Fu' = \frac{4,9 \times E}{(\frac{K \times l}{imin})^{1,7}}$$
$$= \frac{4,9 \times 19306}{(72,464)^{1,7}}$$
$$= 65,115 \text{ Mpa}$$

Setelah didapatkan hasil gaya batang ultimate B_3 kemudian dibagi dengan safety factor untuk profil yang terbuat dari Fiber Reinforced Polymer (FRP) sebesar 3,00. Kemudian dikalikan dengan luas penampang batang B_3 untuk mendapatkan gaya tekan pada batang tersebut :

$$Fa' = \frac{Fu'}{3}$$

$= \frac{65,115}{3}$

$= 21,705$ MPa

$= 2,1705$ kN/cm^2

P_{B3} $= Fa' \times A$

$= 2,1705 \times 124,15$

$= 269,47$ kN

- **Gaya aksial batang B_3**

Setelah didapatkan kuat tekan pada perhitungan diatas, kemudian dibandingkan dengan gaya aksial yang bekerja pada batang B_3. Besarnya gaya aksial bisa didapatkan dari perhitungan gaya pengaruh diatas.

B_3 $= \left(L\Delta \times UDL \times \frac{1}{2}B1\right) + (t \times KEL \times \frac{1}{2}B1)$

$= (\frac{1}{2} \times 1,2 \times 30 \times 4,5\ kg/m \times 3,75\ m) + (1,2 \times 34,3\ kN/m \times 3,75m)$

$= 303,75$ kg + $154,35$ kN

$= 157,4$ kN

Dari perhitungan diatas maka didapatkan perbandingan sebagai berikut :

	P_{B3}	>	B_3
269,47 kN		>	157,4 kN (OK!)

7.5.1.4 Rangka batang atas (B_4)

Berikut ini direncanakan batang B_4 menggunakan profil I-beam 610 x 190 x 9,6 x 19 (mm)

b = 190 mm	λ = 3 m
h = 610 mm	E = 19306 Mpa
w = 7,3 kg/m	fy = 206,84 Mpa
A = 124,15 cm^2	L = 300 cm
i_{min} = iy = 4,14 cm	K = 1

- **Kontrol batang tekan**

$$\frac{K \times l}{imin} = \frac{1 \times 300}{4{,}14}$$
$$= 72{,}464$$

mencari besarnya gaya ultimate pada batang tekan B_4

$$Fu' = \frac{4{,}9 \times E}{(\frac{K \times l}{imin})^{1{,}7}}$$
$$= \frac{4{,}9 \times 19306}{(72{,}464)^{1{,}7}}$$
$$= 65{,}115 \text{ Mpa}$$

Setelah didapatkan hasil gaya batang ultimate B_4 kemudian dibagi dengan safety factor untuk profil yang terbuat dari Fiber Reinforced Polymer (FRP) sebesar 3,00. Kemudian dikalikan dengan luas penampang batang B_4 untuk mendapatkan gaya tekan pada batang tersebut :

$$Fa' = \frac{Fu'}{3}$$
$$= \frac{65{,}115}{3}$$
$$= 21{,}705 \text{ MPa}$$
$$= 2{,}1705 \text{ kN/cm}^2$$

$$P_{B4} = Fa' \times A$$
$$= 2{,}1705 \times 124{,}15$$
$$= 269{,}47 \text{ kN}$$

- **Gaya aksial batang B_4**

Setelah didapatkan kuat tekan pada perhitungan diatas, kemudian dibandingkan dengan gaya aksial yang bekerja pada batang B_4. Besarnya gaya aksial bisa didapatkan dari perhitungan gaya pengaruh diatas.

$B_4 \quad = \left(L\Delta \times UDL \times \frac{1}{2}B1\right) + (t \times KEL \times \frac{1}{2}B1)$

$= (\frac{1}{2} \times 1{,}2 \times 30 \times 4{,}5\ kg/m \times 3{,}75\ m) + (1{,}2 \times 34{,}3\ kN/m \times 3{,}75m)$

= 303,75 kg + 154,35 kN

= 157,4 kN

Dari perhitungan diatas maka didapatkan perbandingan sebagai berikut :

P_{B4}	>	B_4	
269,47 kN	>	157,4 kN	(OK!)

7.5.1.5 Rangka batang diagonal (D_1)

Berikut ini direncanakan batang D_1 menggunakan profil I-beam 610 x 190 x 9,6 x 19 (mm)

b = 190 mm	λ = 3 m
h = 610 mm	E = 19306 Mpa
w = 7,3 kg/m	fy = 206,84 Mpa
A = 124,15 cm^2	L = 670 cm
i_{min} = iy = 4,14 cm	K = 1

- **Kontrol batang tekan**

$$\frac{K \times l}{imin} = \frac{1 \times 670}{4{,}14}$$
$$= 161{,}836$$

mencari besarnya gaya ultimate pada batang tekan D_1

$$Fu' = \frac{4{,}9 \times E}{(\frac{K \times l}{imin})^{1{,}7}}$$
$$= \frac{4{,}9 \times 19306}{(161{,}836)^{1{,}7}}$$

= 16,6135 Mpa

Setelah didapatkan hasil gaya batang ultimate D_1 kemudian dibagi dengan safety factor untuk profil yang terbuat dari Fiber Reinforced Polymer (FRP) sebesar 3,00. Kemudian dikalikan dengan luas penampang batang D_1 untuk mendapatkan gaya tekan pada batang tersebut :

Fa' $= \frac{Fu'}{3}$

$= \frac{16,6135}{3}$

$= 5,54$ MPa

$= 0,554$ kN/cm^2

P_{D1} $= Fa' \times A$

$= 0,554 \times 124,15$

$= 68,75$ kN

- **Gaya aksial batang D_1**

Setelah didapatkan kuat tekan pada perhitungan diatas, kemudian dibandingkan dengan gaya aksial yang bekerja pada batang D_1. Besarnya gaya aksial bisa didapatkan dari perhitungan gaya pengaruh diatas.

D_1 $= \left(L\Delta \times UDL \times \frac{1}{2}B1\right) + (t \times KEL)$

$= (\frac{1}{2} \times 1,005 \times 30 \times 4,5\ kg/m \times 3,75\ m) + (1,005 \times 34,3\ kN/m)$

$= 254,4$ kg + $34,4715$ kN

$= 37$ kN

Dari perhitungan diatas maka didapatkan perbandingan sebagai berikut :

	P_{D1}	>	D_1
68,75 kN		>	37 kN (OK!)

7.5.1.6 Rangka batang diagonal (D_2)

Berikut ini direncanakan batang D_2 menggunakan profil I-beam 610 x 190 x 9,6 x 19 (mm)

b = 190 mm	λ = 3 m
h = 610 mm	E = 19306 Mpa
w = 7,3 kg/m	fy = 206,84 Mpa
A = 124,15 cm^2	L = 670 cm
i_{min} = iy = 4,14 cm	K = 1

- **Kontrol batang tekan**

$$\frac{K \times l}{imin} = \frac{1 \times 670}{4{,}14}$$
$$= 161{,}836$$

mencari besarnya gaya ultimate pada batang tekan D_2

$$Fu' = \frac{4{,}9 \times E}{(\frac{K \times l}{imin})^{1{,}7}}$$
$$= \frac{4{,}9 \times 19306}{(161{,}836)^{1{,}7}}$$
$$= 16{,}6135 \text{ Mpa}$$

Setelah didapatkan hasil gaya batang ultimate D_2 kemudian dibagi dengan safety factor untuk profil yang terbuat dari Fiber Reinforced Polymer (FRP) sebesar 3,00. Kemudian dikalikan dengan luas penampang batang D_2 untuk mendapatkan gaya tekan pada batang tersebut :

$$Fa' = \frac{Fu'}{3}$$
$$= \frac{16{,}6135}{3}$$
$$= 5{,}54 \text{ MPa}$$
$$= 0{,}554 \text{ kN/cm}^2$$

P_{D2} $= Fa' \times A$
$= 0{,}554 \times 124{,}15$
$= 68{,}75$ kN

- **Gaya aksial batang D_2**

Setelah didapatkan kuat tekan pada perhitungan diatas, kemudian dibandingkan dengan gaya aksial yang bekerja pada batang D_2. Besarnya gaya aksial bisa didapatkan dari perhitungan gaya pengaruh diatas.

D_2 $= \left(L\Delta \times UDL \times \frac{1}{2}B1\right) + (t \times KEL)$

$= (\frac{1}{2} \times 0{,}112 \times 4{,}5 \times 4{,}5\ kg/m \times 3{,}75\ m) + (0{,}112 \times 34{,}3\ kN/m)$

$= 4{,}2525$ kg $+$ $3{,}8416$ kN
$= 3{,}9$ kN

Dari perhitungan diatas maka didapatkan perbandingan sebagai berikut :

	P_{D2}	>	D_2
68,75 kN		>	3,9 kN (OK!)

7.5.1.7 Rangka batang diagonal (D_3)

Berikut ini direncanakan batang D_3 menggunakan profil I-beam 610 x 190 x 9,6 x 19 (mm)

b = 190 mm	λ = 3 m
h = 610 mm	E = 19306 Mpa
w = 7,3 kg/m	fy = 206,84 Mpa
A = 124,15 cm^2	L = 670 cm
i_{min} = iy = 4,14 cm	K = 1

- **Kontrol batang tekan**

$$\frac{K \times l}{imin} = \frac{1 \times 670}{4{,}14}$$
$$= 161{,}836$$

mencari besarnya gaya ultimate pada batang tekan D_3

$$Fu' = \frac{4{,}9 \times E}{(\frac{K \times l}{imin})^{1{,}7}}$$
$$= \frac{4{,}9 \times 19306}{(161{,}836)^{1{,}7}}$$
$$= 16{,}6135 \text{ Mpa}$$

Setelah didapatkan hasil gaya batang ultimate D_3 kemudian dibagi dengan safety factor untuk profil yang terbuat dari Fiber Reinforced Polymer (FRP) sebesar 3,00. Kemudian dikalikan dengan luas penampang batang D_3 untuk mendapatkan gaya tekan pada batang tersebut :

$$Fa' = \frac{Fu'}{3}$$
$$= \frac{16{,}6135}{3}$$
$$= 5{,}54 \text{ MPa}$$
$$= 0{,}554 \text{ kN/cm}^2$$

$$P_{D2} = Fa' \times A$$
$$= 0{,}554 \times 124{,}15$$
$$= 68{,}75 \text{ kN}$$

- **Gaya aksial batang D_3**

Setelah didapatkan kuat tekan pada perhitungan diatas, kemudian dibandingkan dengan gaya aksial yang bekerja pada batang D_3. Besarnya gaya aksial bisa didapatkan dari perhitungan gaya pengaruh diatas.

$D_3 \quad = \left(L\Delta \times UDL \times \frac{1}{2}B1\right) + (t \times KEL)$

$= (\frac{1}{2} \times 0{,}78 \times 22{,}5 \times 4{,}5\ kg/m \times 3{,}75\ m) + (0{,}78 \times 34{,}3\ kN/m)$

= 148,08 kg + 26,754 kN

= 28,235 kN

Dari perhitungan diatas maka didapatkan perbandingan sebagai berikut :

	P_{D3}	>	D_3
68,75 kN		>	28,235 kN (OK!)

7.5.1.8 Rangka batang diagonal (D_4)

Berikut ini direncanakan batang D_4 menggunakan profil I-beam 610 x 190 x 9,6 x 19 (mm)

b = 190 mm	λ = 3 m
h = 610 mm	E = 19306 Mpa
w = 7,3 kg/m	fy = 206,84 Mpa
A = 124,15 cm^2	L = 670 cm
i_{min} = iy = 4,14 cm	K = 1

- **Kontrol batang tekan**

$$\frac{K \times l}{imin} = \frac{1 \times 670}{4{,}14}$$
$$= 161{,}836$$

mencari besarnya gaya ultimate pada batang tekan D_4

$$Fu' = \frac{4{,}9 \times E}{(\frac{K \times l}{imin})^{1{,}7}}$$
$$= \frac{4{,}9 \times 19306}{(161{,}836)^{1{,}7}}$$

= 16,6135 Mpa

Setelah didapatkan hasil gaya batang ultimate D_4 kemudian dibagi dengan safety factor untuk profil yang terbuat dari Fiber Reinforced Polymer (FRP) sebesar 3,00. Kemudian dikalikan dengan luas penampang batang D_4 untuk mendapatkan gaya tekan pada batang tersebut :

Fa' $= \frac{Fu'}{3}$

$= \frac{16,6135}{3}$

$= 5,54$ MPa

$= 0,554$ kN/cm^2

P_{D4} $= Fa' \times A$

$= 0,554 \times 124,15$

$= 68,75$ kN

- **Gaya aksial batang D_4**

Setelah didapatkan kuat tekan pada perhitungan diatas, kemudian dibandingkan dengan gaya aksial yang bekerja pada batang D_4. Besarnya gaya aksial bisa didapatkan dari perhitungan gaya pengaruh diatas.

D_4 $= \left(L\Delta \times UDL \times \frac{1}{2}B1\right) + (t \times KEL)$

$= (\frac{1}{2} \times 0,33 \times 10,5 \times 4,5\ kg/m \times 3,75\ m) + (0,33 \times 34,3\ kN/m)$

$=$ 29,236 kg + 11,319 kN

$=$ 11,61 kN

Dari perhitungan diatas maka didapatkan perbandingan sebagai berikut :

	P_{D2}	>	D_4	
68,75	kN	>	11,61 kN	(OK!)

7.5.1.9 Rangka batang diagonal (D_5)

Berikut ini direncanakan batang D_5 menggunakan profil I-beam 610 x 190 x 9,6 x 19 (mm)

b = 190 mm	λ = 3 m
h = 610 mm	E = 19306 Mpa
w = 7,3 kg/m	fy = 206,84 Mpa
A = 124,15 cm^2	L = 670 cm
i_{min} = iy = 4,14 cm	K = 1

- **Kontrol batang tekan**

$$\frac{K \times l}{imin} = \frac{1 \times 670}{4{,}14}$$
$$= 161{,}836$$

mencari besarnya gaya ultimate pada batang tekan D_5

$$Fu' = \frac{4{,}9 \times E}{(\frac{K \times l}{imin})^{1{,}7}}$$
$$= \frac{4{,}9 \times 19306}{(161{,}836)^{1{,}7}}$$
$$= 16{,}6135 \text{ Mpa}$$

Setelah didapatkan hasil gaya batang ultimate D_5 kemudian dibagi dengan safety factor untuk profil yang terbuat dari Fiber Reinforced Polymer (FRP) sebesar 3,00. Kemudian dikalikan dengan luas penampang batang D_5 untuk mendapatkan gaya tekan pada batang tersebut :

$$Fa' = \frac{Fu'}{3}$$
$$= \frac{16{,}6135}{3}$$
$$= 5{,}54 \text{ MPa}$$
$$= 0{,}554 \text{ kN/cm}^2$$

P_{D2} $= Fa' \times A$
$= 0{,}554 \times 124{,}15$
$= 68{,}75$ kN

- **Gaya aksial batang D_5**

Setelah didapatkan kuat tekan pada perhitungan diatas, kemudian dibandingkan dengan gaya aksial yang bekerja pada batang D_5. Besarnya gaya aksial bisa didapatkan dari perhitungan gaya pengaruh diatas.

D_5 $= \left(L\Delta \times UDL \times \frac{1}{2}B1\right) + (t \times KEL)$

$= (\frac{1}{2} \times 0{,}55 \times 16{,}5 \times 4{,}5\ kg/m \times 3{,}75\ m) + (0{,}55 \times 34{,}3\ kN/m)$

$= 76{,}6$ kg $+ 18{,}865$ kN
$= 19{,}631$ kN

Dari perhitungan diatas maka didapatkan perbandingan sebagai berikut :

	P_{D5}	>	D_5	
68,75 kN		>	19,631 kN	(OK!)

7.5.2 Batang Tarik

7.5.2.1 Rangka batang bawah (A_1)

Rangka batang bawah pada jembatan cisudajaya ini seluruhnya mengalami gaya tarik. Berikut ini direncanakan batang A_1 menggunakan profil I-beam 610 x 190 x 9,6 x 19 (mm)

b = 190 mm	ix = 24,89 cm
d = 610 mm	λ = 3 m
w = 7,3 kg/m	E = 34729 Mpa
A = 124,15 cm^2	fy = 206,84 Mpa
imin = iy = 4,14 cm	L = 300 cm

- **Kekuatan Batang Tarik**

Ø Pn = Ø x fy x Ag
= 0,9 x 2068,4 x 124,15
= 231112,674 kg

- **Gaya aksial batang A_1**

Setelah didapatkan kuat tarik pada perhitungan diatas, kemudian dibandingkan dengan gaya aksial yang bekerja pada batang A_1. Besarnya gaya aksial bisa didapatkan dari perhitungan gaya pengaruh diatas.

A_1 $= \left(L\Delta \times UDL \times \frac{1}{2}B1\right) + (t \times KEL \times \frac{1}{2}B1)$

$= (\frac{1}{2} \times 0{,}45 \times 30 \times 4{,}5\ kg/m \times 3{,}75\ m) + (0{,}45 \times 34{,}3\ kN/m \times 3{,}75m)$

= 113,9 kg + 57,88125 kN
= 5902,25 kg

Dari perhitungan diatas maka didapatkan perbandingan sebagai berikut :

Ø Pn	>	A_1	
231112,674 kg	>	5902,025 kg	(OK!)

7.5.2.2 Rangka batang bawah (A_2)

Rangka batang bawah pada jembatan cisudajaya ini seluruhnya mengalami gaya tarik. Berikut ini direncanakan batang A_2 menggunakan profil I-beam 610 x 190 x 9,6 x 19 (mm)

b = 190 mm	ix = 24,89 cm
d = 610 mm	λ = 3 m
w = 7,3 kg/m	E = 34729 Mpa
A = 124,15 cm^2	fy = 206,84 Mpa
imin = iy = 4,14 cm	L = 300 cm

- **Kekuatan Batang Tarik**

Ø Pn = Ø x fy x Ag
= 0,9 x 2068,4 x 124,15
= 231112,674 kg

- **Gaya aksial batang A_2**

Setelah didapatkan kuat tarik pada perhitungan diatas, kemudian dibandingkan dengan gaya aksial yang bekerja pada batang A_2. Besarnya gaya aksial bisa didapatkan dari perhitungan gaya pengaruh diatas.

A_2 $= \left(L\Delta \times UDL \times \frac{1}{2}B1\right) + (t \times KEL \times \frac{1}{2}B1)$

$= (\frac{1}{2} \times 0{,}45 \times 30 \times 4{,}5\ kg/m \times 3{,}75\ m) + (0{,}45 \times 34{,}3\ kN/m \times 3{,}75m)$

= 113,9 kg + 57,88125 kN
= 5902,25 kg

Dari perhitungan diatas maka didapatkan perbandingan sebagai berikut :

Ø Pn	>	A_1	
231112,674 kg	>	5902,025 kg	(OK!)

7.5.2.3 Rangka batang bawah (A_3)

Rangka batang bawah pada jembatan cisudajaya ini seluruhnya mengalami gaya tarik. Berikut ini direncanakan batang A_3 menggunakan profil I-beam 610 x 190 x 9,6 x 19 (mm)

b = 190 mm	ix = 24,89 cm
d = 610 mm	λ = 3 m
w = 7,3 kg/m	E = 34729 Mpa
A = 124,15 cm^2	fy = 206,84 Mpa
imin = iy = 4,14 cm	L = 300 cm

- **Kekuatan Batang Tarik**

Ø Pn = Ø x fy x Ag
= 0,9 x 2068,4 x 124,15
= 231112,674 kg

- **Gaya aksial batang A_3**

Setelah didapatkan kuat tarik pada perhitungan diatas, kemudian dibandingkan dengan gaya aksial yang bekerja pada batang A_3. Besarnya gaya aksial bisa didapatkan dari perhitungan gaya pengaruh diatas.

A_3 $= \left(L\Delta \times UDL \times \frac{1}{2}B1\right) + (t \times KEL \times \frac{1}{2}B1)$

$= (\frac{1}{2} \times 1{,}05 \times 30 \times 4{,}5\ kg/m \times 3{,}75\ m) + (1{,}05 \times 34{,}3\ kN/m \times 3{,}75m)$

= 265,78 kg + 135,05625 kN
= 13771,405 kg

Dari perhitungan diatas maka didapatkan perbandingan sebagai berikut :

Ø Pn > A_3
231112,674 kg > 13771,405 kg (OK!)

7.5.2.4 Rangka batang bawah (A_4)

Rangka batang bawah pada jembatan cisudajaya ini seluruhnya mengalami gaya tarik. Berikut ini direncanakan batang A_4 menggunakan profil I-beam 610 x 190 x 9,6 x 19 (mm)

b = 190 mm
d = 610 mm
w = 7,3 kg/m
A = 124,15 cm^2
imin = iy = 4,14 cm
ix = 24,89 cm
λ = 3 m
E = 34729 Mpa
fy = 206,84 Mpa
L = 300 cm

- **Kekuatan Batang Tarik**

Ø Pn = Ø x fy x Ag
= 0,9 x 2068,4 x 124,15
= 231112,674 kg

- **Gaya aksial batang A_4**

Setelah didapatkan kuat tarik pada perhitungan diatas, kemudian dibandingkan dengan gaya aksial yang bekerja pada batang A_4. Besarnya gaya aksial bisa didapatkan dari perhitungan gaya pengaruh diatas.

A_4 $= \left(L\Delta \times UDL \times \frac{1}{2}B1\right) + (t \times KEL \times \frac{1}{2}B1)$

$= (\frac{1}{2} \times 1{,}05 \times 30 \times 4{,}5\ kg/m \times 3{,}75\ m) + (1{,}05 \times 34{,}3\ kN/m \times 3{,}75m)$

= 265,78 kg + 135,05625 kN
= 13771,405 kg

Dari perhitungan diatas maka didapatkan perbandingan sebagai berikut :

Ø Pn > A_3
231112,674 kg > 13771,405 kg (OK!)

7.5.2.5 Rangka batang bawah (A_5)

Rangka batang bawah pada jembatan cisudajaya ini seluruhnya mengalami gaya tarik. Berikut ini direncanakan batang A_5 menggunakan profil I-beam 610 x 190 x 9,6 x 19 (mm)

b = 190 mm
d = 610 mm
w = 7,3 kg/m
A = 124,15 cm^2
imin = iy = 4,14 cm
ix = 24,89 cm
λ = 3 m
E = 34729 Mpa
fy = 206,84 Mpa
L = 300 cm

- **Kekuatan Batang Tarik**

Ø Pn = Ø x fy x Ag
= 0,9 x 2068,4 x 124,15
= 231112,674 kg

- **Gaya aksial batang A_5**

Setelah didapatkan kuat tarik pada perhitungan diatas, kemudian dibandingkan dengan gaya aksial yang bekerja pada batang A_5. Besarnya gaya aksial bisa didapatkan dari perhitungan gaya pengaruh diatas.

$$A_5 = \left(L\Delta \times UDL \times \frac{1}{2}B1\right) + (t \times KEL \times \frac{1}{2}B1)$$

$$= (\frac{1}{2} \times 1{,}25 \times 30 \times 4{,}5\ kg/m \times 3{,}75\ m) + (1{,}25 \times 34{,}3\ kN/m \times 3{,}75m)$$

= 316,4 kg + 16078,125 kN
= 16394,525 kg

Dari perhitungan diatas maka didapatkan perbandingan sebagai berikut :

Ø Pn > A_5
231112,674 kg > 16394,525 kg (OK!)

7.5.2.6 Rangka batang vertikal (V_1)

Rangka batang vertikal pada jembatan cisudajaya ini seluruhnya mengalami gaya tarik. Berikut ini direncanakan batang V_1 menggunakan profil I-beam 610 x 190 x 9,6 x 19 (mm)

b = 190 mm
d = 610 mm
w = 7,3 kg/m
A = 124,15 cm^2
imin = iy = 4,14 cm
ix = 24,89 cm
λ = 3 m
E = 34729 Mpa
fy = 206,84 Mpa
L = 300 cm

- **Kekuatan Batang Tarik**

Ø Pn = Ø x fy x Ag
= 0,9 x 2068,4 x 124,15
= 231112,674 kg

- **Gaya aksial batang V_1**

Setelah didapatkan kuat tarik pada perhitungan diatas, kemudian dibandingkan dengan gaya aksial yang bekerja pada batang V_1. Besarnya gaya aksial bisa didapatkan dari perhitungan gaya pengaruh diatas.

$$V_1 = \left(L\Delta \times UDL \times \frac{1}{2}B1\right) + (t \times KEL \times \frac{1}{2}B1)$$

$$= (\frac{1}{2} \times 1 \times 6 \times 4{,}5\ kg/m \times 3{,}75\ m) + (1 \times 34{,}3\ kN/m \times 3{,}75m)$$

= 50,625 kg + 128,625 kN
= 12913,125 kg

Dari perhitungan diatas maka didapatkan perbandingan sebagai berikut :

Ø Pn > V_1
231112,674 kg > 12913,125 kg (OK!)

7.5.2.7 Rangka batang vertikal (V_2)

Rangka batang vertikal pada jembatan cisudajaya ini seluruhnya mengalami gaya tarik. Akan tetapi pada perhitungan garis pengaruh sebelumnya, didapatkan gaya pada batang vertikal sangat kecil. Sehingga bisa dikatakan bahwa gaya batang V_2 adalah 0 (nol).

7.5.2.8 Rangka batang vertikal (V_3)

Rangka batang bawah pada jembatan cisudajaya ini seluruhnya mengalami gaya tarik. Berikut ini direncanakan batang V_3 menggunakan profil I-beam 610 x 190 x 9,6 x 19 (mm)

b = 190 mm
d = 610 mm
w = 7,3 kg/m
A = 124,15 cm^2
imin = iy = 4,14 cm

ix = 24,89 cm
λ = 3 m
E = 34729 Mpa
fy = 206,84 Mpa
L = 300 cm

- **Kekuatan Batang Tarik**

Ø Pn = Ø x fy x Ag
= 0,9 x 2068,4 x 124,15
= 231112,674 kg

- **Gaya aksial batang V_3**

Setelah didapatkan kuat tarik pada perhitungan diatas, kemudian dibandingkan dengan gaya aksial yang bekerja pada batang V_3. Besarnya gaya aksial bisa didapatkan dari perhitungan gaya pengaruh diatas.

V_3 $= \left(L\Delta \times UDL \times \frac{1}{2}B1\right) + (t \times KEL \times \frac{1}{2}B1)$

$= (\frac{1}{2} \times 1 \times 6 \times 4{,}5\ kg/m \times 3{,}75\ m) + (1 \times 34{,}3\ kN/m \times 3{,}75m)$

= 50,625 kg + 128,625 kN
= 12913,125 kg

Dari perhitungan diatas maka didapatkan perbandingan sebagai berikut :

Ø Pn > V_1
231112,674 kg > 12913,125 kg (OK!)

7.5.2.9 Rangka batang vertikal (V_4)

Rangka batang vertikal pada jembatan cisudajaya ini seluruhnya mengalami gaya tarik. Akan tetapi pada perhitungan garis pengaruh sebelumnya, didapatkan gaya pada batang vertikal

sangat kecil. Sehingga bisa dikatakan bahwa gaya batang V_4 adalah 0 (nol).

7.5.2.10 Rangka batang vertikal (V_5)

Rangka batang bawah pada jembatan cisudajaya ini seluruhnya mengalami gaya tarik. Berikut ini direncanakan batang V_5 menggunakan profil I-beam 610 x 190 x 9,6 x 19 (mm)

b = 190 mm	ix = 24,89 cm
d = 610 mm	λ = 3 m
w = 7,3 kg/m	E = 34729 Mpa
A = 124,15 cm^2	fy = 206,84 Mpa
imin = iy = 4,14 cm	L = 300 cm

- **Kekuatan Batang Tarik**

Ø Pn = Ø x fy x Ag
= 0,9 x 2068,4 x 124,15
= 231112,674 kg

- **Gaya aksial batang V_5**

Setelah didapatkan kuat tarik pada perhitungan diatas, kemudian dibandingkan dengan gaya aksial yang bekerja pada batang V_5. Besarnya gaya aksial bisa didapatkan dari perhitungan gaya pengaruh diatas.

$$V_5 = \left(L\Delta \times UDL \times \frac{1}{2}B1\right) + (t \times KEL \times \frac{1}{2}B1)$$

$$= (\frac{1}{2} \times 1 \times 6 \times 4{,}5\ kg/m \times 3{,}75\ m) + (1 \times 34{,}3\ kN/m \times 3{,}75m)$$

= 50,625 kg + 128,625 kN
= 12913,125 kg

Dari perhitungan diatas maka didapatkan perbandingan sebagai berikut :

Ø Pn > V_1

231112,674 kg > 12913,125 kg (OK!)

7.5.2.11 Rangka batang diagonal (D_2)

Rangka batang diagonal pada jembatan cisudajaya ini ada yang mengalami gaya tarik dan gaya tekan. Berikut ini direncanakan batang D_2 menggunakan profil I-beam 610 x 190 x 9,6 x 19 (mm).

b = 190 mm
d = 610 mm
w = 7,3 kg/m
A = 124,15 cm^2
imin = iy = 4,14 cm

ix = 24,89 cm
λ = 3 m
E = 34729 Mpa
fy = 206,84 Mpa
L = 670 cm

- **Kekuatan Batang Tarik**

Ø Pn = Ø x fy x Ag
= 0,9 x 2068,4 x 124,15
= 231112,674 kg

- **Gaya aksial batang D_2**

Setelah didapatkan kuat tarik pada perhitungan diatas, kemudian dibandingkan dengan gaya aksial yang bekerja pada batang D_2. Besarnya gaya aksial bisa didapatkan dari perhitungan gaya pengaruh diatas.

D_2 $= \left(L\Delta \times UDL \times \frac{1}{2}B1\right) + (t \times KEL \times \frac{1}{2}B1)$

$= (\frac{1}{2} \times 0{,}894 \times 25{,}5 \times 4{,}5\ kg/m \times 3{,}75\ m) + (0{,}894 \times 34{,}3\ kN/m \times 3{,}75m)$

= 192,35 kg + 114,99075 kN
= 11691,425 kg

Dari perhitungan diatas maka didapatkan perbandingan sebagai berikut :

Ø Pn > D_2

231112,674 kg > 11691,25 kg (OK!)

7.5.2.12 Rangka batang diagonal (D_3)

Rangka batang diagonal pada jembatan cisudajaya ini ada yang mengalami gaya tarik dan gaya tekan. Berikut ini direncanakan batang D_3 menggunakan profil I-beam 610 x 190 x 9,6 x 19 (mm).

b = 190 mm	ix = 24,89 cm
d = 610 mm	λ = 3 m
w = 7,3 kg/m	E = 34729 Mpa
A = 124,15 cm^2	fy = 206,84 Mpa
imin = iy = 4,14 cm	L = 670 cm

- **Kekuatan Batang Tarik**

Ø Pn = Ø x fy x Ag
= 0,9 x 2068,4 x 124,15
= 231112,674 kg

- **Gaya aksial batang D_3**

Setelah didapatkan kuat tarik pada perhitungan diatas, kemudian dibandingkan dengan gaya aksial yang bekerja pada batang D_3. Besarnya gaya aksial bisa didapatkan dari perhitungan gaya pengaruh diatas.

D_3 $= \left(L\Delta \times UDL \times \frac{1}{2}B1\right) + (t \times KEL \times \frac{1}{2}B1)$

$= (\frac{1}{2} \times 0{,}22 \times 7{,}5 \times 4{,}5\ kg/m \times 3{,}75\ m) + (0{,}22 \times 34{,}3\ kN/m \times 3{,}75m)$

= 13,92 kg + 28,2975 kN

= 2843,67 kg

Dari perhitungan diatas maka didapatkan perbandingan sebagai berikut :

Ø Pn > D_3

231112,674 kg > 2843,67 kg (OK!)

7.5.2.13 Rangka batang diagonal (D_4)

Rangka batang diagonal pada jembatan cisudajaya ini ada yang mengalami gaya tarik dan gaya tekan. Berikut ini direncanakan batang D_4 menggunakan profil I-beam 610 x 190 x 9,6 x 19 (mm).

b = 190 mm	ix = 24,89 cm
d = 610 mm	λ = 3 m
w = 7,3 kg/m	E = 34729 Mpa
A = 124,15 cm^2	fy = 206,84 Mpa
imin = iy = 4,14 cm	L = 670 cm

- **Kekuatan Batang Tarik**

Ø Pn = Ø x fy x Ag
= 0,9 x 2068,4 x 124,15
= 231112,674 kg

- **Gaya aksial batang D_4**

Setelah didapatkan kuat tarik pada perhitungan diatas, kemudian dibandingkan dengan gaya aksial yang bekerja pada batang D_4. Besarnya gaya aksial bisa didapatkan dari perhitungan gaya pengaruh diatas.

D_4 $= \left(L\Delta \times UDL \times \frac{1}{2}B1\right) + (t \times KEL \times \frac{1}{2}B1)$

$= (\frac{1}{2} \times 0{,}67 \times 19{,}5 \times 4{,}5\ kg/m \times 3{,}75\ m) + (0{,}67 \times 34{,}3\ kN/m \times 3{,}75m)$

= 110,236 kg + 86,17875 kN

= 8728,111 kg

Dari perhitungan diatas maka didapatkan perbandingan sebagai berikut :

Ø Pn > D_4

231112,674 kg > 8728,111 kg (OK!)

7.5.2.14 Rangka batang diagonal (D_5)

Rangka batang diagonal pada jembatan cisudajaya ini ada yang mengalami gaya tarik dan gaya tekan. Berikut ini direncanakan batang D_5 menggunakan profil I-beam 610 x 190 x 9,6 x 19 (mm).

b = 190 mm
d = 610 mm
w = 7,3 kg/m
A = 124,15 cm^2
imin = iy = 4,14 cm

ix = 24,89 cm
λ = 3 m
E = 34729 Mpa
fy = 206,84 Mpa
L = 670 cm

- **Kekuatan Batang Tarik**

Ø Pn = Ø x fy x Ag
= 0,9 x 2068,4 x 124,15
= 231112,674 kg

- **Gaya aksial batang D_5**

Setelah didapatkan kuat tarik pada perhitungan diatas, kemudian dibandingkan dengan gaya aksial yang bekerja pada batang D_5. Besarnya gaya aksial bisa didapatkan dari perhitungan gaya pengaruh diatas.

D_5 $= \left(L\Delta \times UDL \times \frac{1}{2}B1\right) + (t \times KEL \times \frac{1}{2}B1)$

$= (\frac{1}{2} \times 0{,}45 \times 13{,}5 \times 4{,}5\ kg/m \times 3{,}75\ m) + (0{,}45 \times 34{,}3\ kN/m \times 3{,}75m)$

= 51,258 kg + 57,88125 kN

= 5839,383 kg

Dari perhitungan diatas maka didapatkan perbandingan sebagai berikut :

$$Ø\ Pn > D_5$$

$$231112{,}674\ kg > 5839{,}383\ kg \qquad (OK!)$$

BAB VIII

PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

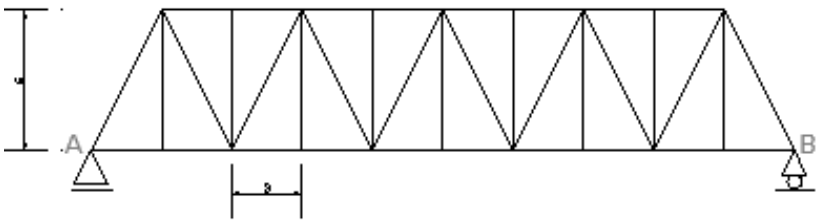
8.1 Ikatan Angin

Beban angin lateral pada jembatan tergantung dari letak sebuah jembatan tersebut. Penentuan pembebanan tersebut dapat ditentukan dari besarnya kecepatan angin yang bekerja pada konstruksi jembatan tersebut. Berikut ini adalah penentuan besarnya kecepatan angin :

Tabel 8.1 Kecepatan Angin Rencana (Vw)

Limit State Keadaan Batas	Location Lokasi	
	Within 5 km of the coast Sampai 5 km dari pantai	> 5 km from the coast > 5 km dari pantai
Service ability Daya layan	30 m/s	25 m/s
Ultimate	35 m/s	30 m/s

Pada jembatan cisudajaya ini terletak 5 km lebih dari pantai. Sehingga besarnya kecepatan (Vw) adalah 30 m/s. Berikut ini perhitungan beban angin ultimate pada jembatan rangka batang dengan desain sesuai gambar 8.1 :



Gambar 8.1 Tampak memanjang jembatan rangka batang

- **Mencari luas efektif yang terkena beban angin :**

Ab = 30% x Luas yang dibatasi batang terluar

$$= 30\% \text{ x } \frac{(n\ atas\ \times \lambda) + (n\ bawa\ h \times \lambda)}{2} \times t$$

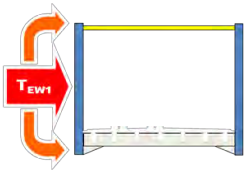
$$= 30\% \text{ x } \frac{(8 \times 3) + (10 \times 3)}{2} \times 6$$

$= 48{,}6\ m^2$

Besarnya Koefisien seret (Cw) tergantung dari letak struktur utama jembatan rangka batang tersebut. Pada kasus ini besarnya (Cw) adalah 1,2 karena bangunan rangka batang terletak diatas.

- **Mencari gaya angin ultimate (Tew_1)**

Gaya angin ultimate Tew_1 disebabkan akibat jembatan rangka batang itu sendiri. Jadi diasumsikan belum ada kendaraan yang melintas diatas jembatan tersebut. Berikut pada gambar 8.2 adalah distribusi gaya angin yang bekerja :



Gambar 8.2 Beban angin Tew1

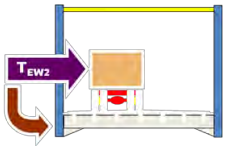
$Tew_1 = 0{,}0006 \times Cw \times (Vw)^2 \times Ab$

$= 0{,}0006 \times 1{,}2 \times (30)^2 \times 48{,}6$

$= 31{,}493$ kN

- **Mencari gaya angin ultimate (Tew_2)**

Gaya angin ultimate Tew_2 disebabkan akibat jembatan rangka batang yang diatasnya terdapat kendaraan yang melintas. Berikut pada gambar 8.3 adalah distribusi gaya angin yang bekerja :



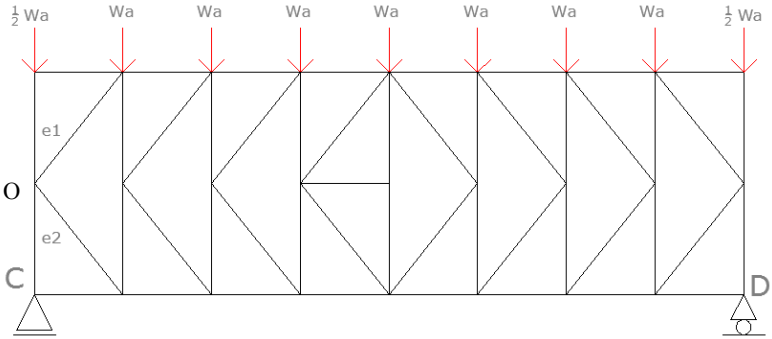
Gambar 8.3 Beban angin Tew2

$Tew_2 = 0{,}0012 \times Cw \times (Vw)^2$
$= 0{,}0012 \times 1{,}2 \times (30)^2$
$= 1{,}296$ kN

Karena jembatan rangka batang cisudajaya ini direncanakan tertutup, maka beban angin (Tew_1 dan Tew_2) yang bekerja ini disalurkan pada ikatan angin atas dan ikatan angin bawah. Ikatan angin atas ini direncanakan supaya kuat terhadap gaya tekan. Sedangkan ikatan angin bawah direncanakan agar tahan terhadap gaya tarik.

8.1.1 Ikatan Angin Atas

Ikatan angin atas berguna untuk menahan gaya angin yang bekerja pada jembatan ragka batang. Selain itu juga berfungsi sebagai penahan (pengaku) bagian rangka atas. Berikut pada gambar 8.4 adalah desain ikatan angin atas pada jembatan cisudajaya :



Gambar 8.4 Rencana ikatan angin atas

Jumlah titik rangka atas (n) = 8
Jumlah titik rangka bawah (n) = 10 +

Total (n) = 18

Wa $= \frac{n\ atas}{n\ total} \times Tew1 \times \frac{1}{n\ bawa\ h}$

$= \frac{8}{18} \times 31{,}5 \times \frac{1}{10}$

= 1,4 kN

Reaksi di perletakan :

Rc $= \frac{n\ atas\ \times Wa}{2}$

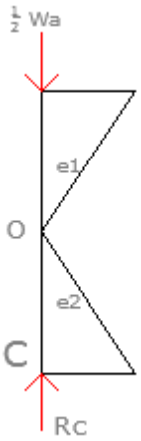
$= \frac{8 \times 1{,}4}{2}$

= 5,6 kN

α = arc tg $\frac{3}{\frac{7{,}5}{2}}$

= 38,66° → cos α = 0,78

- **Mencari gaya batang e1 dan e2 pada titik buhul O :**



ΣV = 0
e1 cos α + 4 Wa – e2 cos α = 0
0,78 e1 + 5,6 – 0,78 e2 = 0
0,78 (e1 – e2) = 5,6

maka,
e1 – e2 $= \frac{5{,}6}{0{,}78}$

= 7,18 kN

jadi, besarnya gaya batang e1 sama dengan batang e2 yang membedakan hanyalah tarik dan tekan saja.
e1 = – 3,59 kN (tekan)
e2 = 3,59 kN (tarik)

Dari gaya batang diatas akan direncanakan ikatang angin atas menggunakan material FRP. Berikut direncanakan profil siku L 153 x 153 x 12,7 (mm) :

b = h = 153 mm
t = 12,7 mm
iy = 4,67 cm
ix = 4,67 cm
w = 2,1 kg/m

A = 36,9 cm^2
E = 19306 Mpa
fy = 206,84 Mpa
L = 480 cm

- **Kontrol batang tekan**

$$\frac{K \times l}{imin} = \frac{1 \times 480}{4,67}$$
$$= 102,784$$

mencari besarnya gaya ultimate pada batang tekan ikatan angin atas

$$Fu' = \frac{E}{56 \times (\frac{K \times l}{imin})^{0,55}}$$
$$= \frac{19306}{56 \times (102,784)^{0,55}}$$
$$= 26,974 \text{ Mpa}$$

Setelah didapatkan hasil gaya batang ultimate pada ikatan atas, kemudian dibagi dengan safety factor untuk profil yang terbuat dari Fiber Reinforced Polymer (FRP) sebesar 3,00. setelah itu dikalikan dengan luas penampang batang B_4 untuk mendapatkan gaya tekan pada batang tersebut :

$$Fa' = \frac{Fu'}{3}$$
$$= \frac{26,974}{3}$$
$$= 8,99 \text{ MPa}$$
$$= 0,899 \text{ kN/cm}^2$$

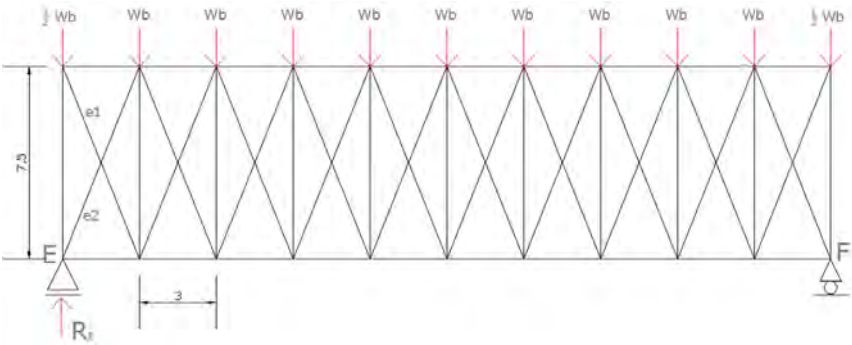
$P_{ikatan\ angin\ atas}$ $= Fa' \times A$
$= 0{,}899 \times 36{,}9$
$= 33{,}18$ kN

Dari perhitungan diatas maka didapatkan besarnya gaya tekan ikatan angin atas dengan gaya aksial dari batang e1. berikut ini adalah perbandingan gaya batang tersebut :

$P_{ikatan\ angin\ atas}$	>	e1	
33,18 kN	>	3,59 kN	(OK!)

8.1.2 Ikatan Angin Bawah

Ikatan angin bawah berguna untuk menahan gaya angin yang bekerja pada jembatan ragka batang. Selain itu juga berfungsi sebagai penahan (pengaku) pada gelagar memanjang dan gelagar melintang. Berikut pada gambar 8.5 adalah desain ikatan angin bawah pada jembatan cisudajaya :



Gambar 8.5 Rencana ikatan angin bawah

Jumlah titik rangka atas (n) = 8
Jumlah titik rangka bawah (n) = 10 +

Total (n) = 18

Wb $= \frac{n\ bawa\ h}{n\ total} \times Tew1 \times \frac{1}{n\ bawa\ h} + (\lambda \times Tew2)$

$= \frac{10}{18} \times 31{,}5 \times \frac{1}{10} + (3 \times 1{,}296)$

= 5,64 kN

- **Mencari reaksi di perletakan :**

Re $= \frac{n\ bawa\ h \times Wb}{2}$

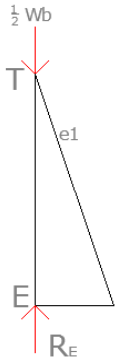
$= \frac{10 \times 5{,}638}{2}$

= 28,19 kN

α = arc tg $\frac{3}{7{,}5}$

= 21,8° → cos α = 0,93

- **Mencari gaya batang e1 pada titik buhul T :**



ΣV = 0

e1 cos α + 0,5 Wb – R_E = 0

0,93 e1 + 2,82 – 28,19 = 0

0,93 e1 = 25,37

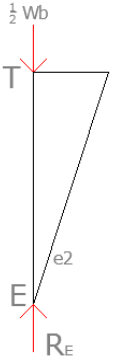
maka,

e1 $= \frac{25{,}37}{0{,}93}$

= 27,28 kN

jadi, besarnya gaya batang e1 adalah 27,28 kN (tarik)

- **Mencari gaya batang e2 pada titik buhul E :**



$\Sigma V = 0$

$e2 \cos \alpha + 0{,}5\ Wb - R_E = 0$

$0{,}93\ e2 + 2{,}82 - 28{,}19 = 0$

$0{,}93\ e2 = 25{,}37$

maka,

$e2 = \frac{25{,}37}{0{,}93}$

$= 27{,}28$ kN

jadi, besarnya gaya batang e2 adalah 27,28 kN (tarik). Besarnya gaya batang e1 dan e2 dan juga mengalami batang tarik yang sama karena ikatan angin bawah didesain untuk mendapatkan gaya tarik seperti yang sudah dijelaskan sebelumnya.

Dari gaya batang diatas akan direncanakan ikatan angin bawah dengan menggunakan material FRP. Berikut direncanakan profil siku L 153 x 153 x 12,7 (mm) :

b = h = 153 mm	A = 36,9 cm^2
t = 12,7 mm	E = 19306 Mpa
iy = 4,67 cm	fy = 206,84 Mpa
ix = 4,67 cm	L = 808 cm
w = 2,1 kg/m	

- **Kontrol kelangsingan**

$$\lambda \max = \frac{K \times Lk}{imin} = \frac{1 \times 480}{4{,}67} = 102{,}784 \quad < 300 \quad \text{(OK!)}$$

- **Kekuatan batang tarik**

$Ø\ Pn = Ø \times fy \times Ag$

$= 0{,}9 \times 2068{,}4 \times 36{,}9$

$= 68691{,}6$ kg

Dari perhitungan diatas maka didapatkan besarnya gaya tarik ikatan angin bawah dengan gaya aksial dari batang e1. berikut ini adalah perbandingan gaya batang tersebut :

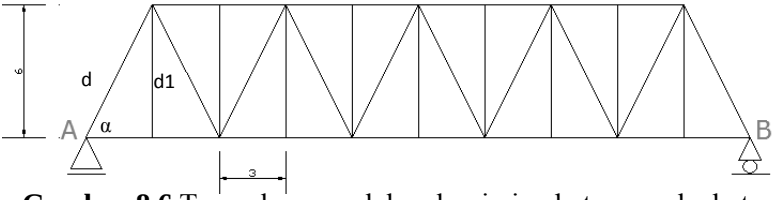
$P_{ikatan\ angin\ bawah}$ > e1

68691,6 kg > 2728 kg (OK!)

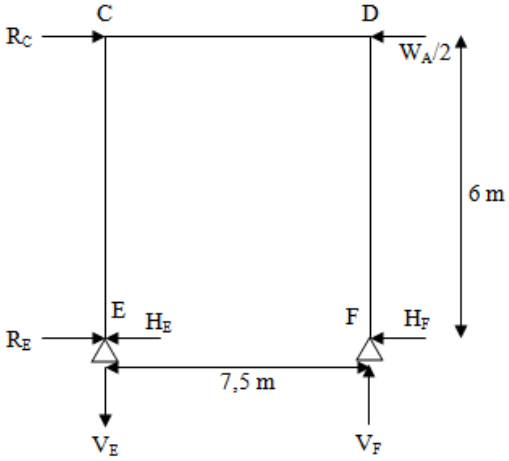
8.2 Portal Akhir

Perencanaan portal akhir dikerjakan setelah perhitungan ikatan angin atas dan ikatan angin bawah telah selesai. kontrol portal akhir ini adalah perhitungan terakhir untuk rangka batang sebelum merencanakan sambungan dan bangunan bawah jembatan cisudajaya ini.

8.2.1 Perhitungan portal akhir



Gambar 8.6 Tampak permodelan desain jembatan rangka batang



Gambar 8.7 Reaksi pada portal akhir jembatan rangka batang

gambar diatas adalah reaksi – reaksi yang bekerja pada portal akhir. berikut ini adalah besarnya reaksi – reaksi tersebut :

α = arc tan $\frac{6}{3}$

= 63,435^o → cos α = 0,447

sin α = 0,894

- **Perhitungan reaksi**

nilai reaksi diatas sudah ada yang didapatkan pada perhitungan ikatan angin sebelumnya :

Re = 28,19 kN

Rc = 5,6 kN

$$H_E = H_F = \frac{Rc - (\frac{Wa}{2})}{2}$$

$$= \frac{5{,}6 - (\frac{1{,}4}{2})}{2}$$

= 4,9 kN

$$\Sigma M_E = 0$$

$$(Rc \times d1) - (Vf \times b) = 0$$

(5,6 x 6) – (Vf x 7,5) = 0

Maka,

$$V_F = \frac{5{,}6 \times 6}{7{,}5}$$

= 4,48 kN (↑)

V_E = – V_F

= – 4,48 kN (↓)

- **Perhitungan gaya batang**

mencari besarnya gaya batang CD dari reaksi – reaksi yang sudah didapatkan diatas. lihat titik buhul C :

$\Sigma H = 0$

$CD + Rc - H_E = 0$

maka,

$CD = H_E - Rc$

$= 4{,}9 - 5{,}6$

$= -0{,}7$ kN (tekan)

- **Perhitungan momen**

besarnya momen di titik C dan titik D sama. Berikut ini adalah perhitungan momen pada portal akhir :

$Mc = M_D$

$= H_F \times d_1$

$= 4{,}9 \times 6$

$= 29{,}4$ kN.m

8.2.2 Perencanaan profil portal akhir

Batang CD (portal akhir) bersifot beam column karena menerima gaya aksial tekan dan lentur serta gaya transversal. dari perhitungan sebelumnya maka didapatkan gaya – gaya yang bekerja pada portal akhir (batang CD) adalah sebagai berikut :

Gaya Normal = Gaya batang CD = – 0,7 kN (tekan)

Gaya Lintang = V_E = – 4,48 (tekan)

Gaya Momen = Mc = M_D = 29,4 kN.m

Direncanakan batang CD menggunakan profil I – beam 457,2 x 114,3 x 9,6 x 12,7 (mm)

b = 114,3 mm	E = 19306 Mpa
h = 406,4 mm	fy = 206,84 Mpa
w = 3,8 kg/m	L = 750 cm
A = 71,55 cm^2	K = 1
imin = iy = 2,11 cm	λ = 3 m

- **Kontrol batang tekan**

$$\frac{K \times l}{imin} = \frac{1 \times 750}{2{,}11}$$
$$= 355{,}45$$

mencari besarnya gaya ultimate pada batang tekan CD

$$Fu' = \frac{4{,}9 \times E}{(\frac{K \times l}{imin})^{1{,}7}}$$
$$= \frac{4{,}9 \times 19306}{(355{,}45)^{1{,}7}}$$
$$= 4{,}36 \text{ Mpa}$$

Setelah didapatkan hasil gaya batang ultimate CD kemudian dibagi dengan safety factor untuk profil yang terbuat dari Fiber Reinforced Polymer (FRP) sebesar 3,00. Kemudian dikalikan dengan luas penampang batang CD untuk mendapatkan gaya tekan pada batang tersebut :

$$Fa' = \frac{Fu'}{3}$$
$$= \frac{4{,}36}{3}$$
$$= 1{,}4536 \text{ MPa}$$
$$= 0{,}14536 \text{ kN/cm}^2$$

$$P_{CD} = Fa' \times A$$
$$= 0{,}14536 \times 71{,}55$$
$$= 10{,}4 \text{ kN}$$

Dari perhitungan diatas maka didapatkan besarnya gaya tekan pada portal akhir dengan gaya aksial dari batang CD. berikut ini adalah perbandingan gaya batang tersebut :

P_{CD}	>	CD	
10,4 kN	>	0,7 kN	**(OK!)**

BAB IX

PERENCANAAN SAMBUNGAN

Pada jembatan rangka batang cisudajaya terdapat beberapa bagian titik plat simpul. Sambungan pada jembatan ini direncanakan menggunakan fibrebolt dan pelat sambung. Karena material dari jembatan rangka batang ini menggunakan *Fiber Reinforced Polymer (FRP),* maka tidak boleh ada sambungan las pada titik simpulnya.

Adapun spesifikasi baut dari profil FRP sendiri akan dijelaskan pada tabel 9.1 sesuai dengan yang sudah dijelaskan pada bab tinjauan pustaka. Berikut adalah tabel kekuatan baut pada profil FRP :

Tabel 9.1 kekuatan baut yang diijinkan pada profil FRP

STRONGWELL

Section 11
FIBREBOLT® Studs and Nuts

FIBREBOLT® STUDS AND NUTS

STANDARD COLOR–BROWN

SHAPE–HEX

For structural applications where mechanical fasteners must not only be strong, but also non-corrosive and/or non-conductive, **FIBREBOLT®** fiberglass studs and nuts can be used in place of steel or other metal fasteners.

FIBREBOLT® is being utilized in chemical process equipment, air and water pollution control equipment, marine applications electrical equipment and in general industry.

FIBREBOLT® is available in diameters of 3/8", 1/2", 5/8", 3/4" and 1" with nuts for immediate delivery. Four foot lengths are standard. Other lengths are available on request. Custom partial length threading is also available on request.

Properties

	3/8 16 UNC	1/2 13 UNC	5/8 11 UNC	3/4 10 UNC	1 8 UNC
Ultimate thread shear using Strongwell fiberglass nut (lb.)①②	1,350	2,400	3,790	5,150	9600
Max ultimate tensile load using Strongwell fiberglass nut (lb.)②	1,050	2,000	3,100	4,500	6,500
Max ultimate tensile load using two (2) Strongwell fiberglass nuts (lb.)②	1,470	2,800	4,340	6,300	9,700
Transverse shear on threaded rod — double shear ASTM B-565 (min. load lb.)③	3,000	5,000	7,500	12,000	22,000
Transverse shear on threaded rod — single shear (min. load lb.)③	1,600	2,600	3,800	6,200	15,000
Compressive strength — longitudinal ASTM-D-695 (min. psi)③	60,000	60,000	60,000	60,000	60,000
Flexural strength ASTM-D-790 (min. psi)③	50,000	50,000	50,000	50,000	50,000
Flexural modulus ASTM-D-790 (min. psi x 10^6)③	2.0	2.0	2.0	2.50	2.75
Recommended maximum installation torque strength using Strongwell fiberglass nut lubricated with SAE 10W30 motor oil (ft./lbs.)②	4	8	16	24	50

Perhitungan sambungan hanya diambil beberapa bagian saja yang dianggap mewakili perhitungan sambungan secara keseluruhan. Untuk perhitungan sambungan pada bagian – bagian pelat simpul jembatan rangka batang cisudajaya akan dijelaskan sebagai berikut :

9.1 Sambungan Balok Memanjang Dengan Balok Melintang

Sambungan pada balok memanjang dan melintang direncanakan menggunakan simple connection. Yaitu sambungan di web balok memanjang direncanakan 2 tampang, sedangkan sambungan di web balok melintang direncanakan 1 tampang. Besarnya gaya geser dan gaya tumpu fibrebolt bisa dilihat pada tabel 9.1 diatas. berikut ini adalah data – data perencanaan sambungan balok melintang dan balok memanjang :

Profil balok memanjang : I–beam 610 x 190 x 9,6 x 19 (mm)
Profil balok melintang : I–beam 610 x 190 x 9,6 x 19 (mm)
Baut : diameter $\frac{5}{8}$ inch = 16 mm
Ab (Luas Baut) : 200,96 mm^2

9.1.1 Kekuatan geser baut

- **Untuk sambungan 2 tampang**
  Vd = 3402 kg Menentukan sambungan 2 tampang!
- **Untuk sambungan 1 tampang**
  Vd = 1724 kg Menentukan sambungan 1 tampang!

9.1.2 Kekuatan tumpu baut

- **Untuk sambungan 2 tampang**
  Rd = 1970 kg **(Menentukan!)**
- **Untuk sambungan 1 tampang**
  Rd = 1407 kg **(Menentukan!)**

Kekuatan baut yang digunakan sesuai dengan hasil diatas :
Double web : 1970 kg
Single web : 1407 kg

9.1.3 Analisa kemampuan geser sambungan

Gaya geser yang bekerja adalah reaksi perletakan pada balok memanjang. Besarnya gaya didapatkan pada perhitungan gelagar memanjang. Geser akibat beban mati + TL2 :

$Vu = Pu = T_L + Va$

$= 11200 + 5038,45$

$= 16238,45$ kg

- **Untuk sambungan 2 tampang**

  ϕRn yang menentukan yaitu 1970 kg, maka Jumlah baut yang dibutuhkan :

  $$\frac{Pu}{\phi Rn} = \frac{16238,45}{1970}$$

  $= 8,25 \approx 10$ buah

Jadi, Sambungan pada web balok memanjang menggunakan baut sejumlah 10 buah.

- **Untuk sambungan 1 tampang**

  ϕRn yang menentukan yaitu 1407 kg, maka Jumlah baut yang dibutuhkan :

  $$\frac{Pu}{\phi Rn} = \frac{16238,45}{1407}$$

  $= 11,54 \approx 12$ buah

Jadi, Sambungan pada web balok melintang menggunakan sambungan pada dua sisi, sehingga jumlah baut pada masing – masing sisi adalah 6 buah.

- **Syarat jarak pemasangan baut :**

jarak antar baut :

$3\ d_b < S < 15\ t_p$ atau 200 mm

48 mm $< S <$ 225 mm, **diambil S = 70 mm**

jarak baut dari tepi penampang

$1,5\ d_b < S_1 < 4\ t_p + 100$

24 mm $< S_1 <$ 160 mm, **diambil S_1 = 50 mm**

9.1.4 Analisa kekuatan pelat sambung

Direncanakan menggunakan pelat siku penyambung profil siku 150 x 150 x 10

b = 150 mm

t_f = 10 mm

Pelat BJ 37

fy = 2400 kg/cm^2

fu = 3700 kg/cm^2

- **Sambungan 2 tampang (pada web balok memanjang)**

L = 310 mm

Luas bidang geser pelat

$A_{nv} = L_{nv} \times t_f$

$= (L - n_{baut} \times D_b) \times t_f$

$= (310 - 10 \times 16) \times 10$

$= 1500$ mm^2

Pada sambungan ini digunakan 2 pelat siku, maka :

$Pu < 2 \times \phi \times (0.6 \times fu \times A_{nv})$

16238,45 kg $< 2 \times 0{,}75 \times (0{,}6 \times 3700 \times 15)$

16238,45 kg < 49950 kg **(OK!)**

- **Sambungan 1 tampang (pada web balok melintang)**

L = 310 mm

Luas bidang geser pelat

$A_{nv} = L_{nv} \times t_f$

$= (L - n_{baut} \times D_b) \times t_f$

$= (310 - 6 \times 16) \times 10$

$= 2140$ mm^2

Pada sambungan ini digunakan 1 pelat siku, maka :

$Pu < \phi \times (0.6 \times fu \times A_{nv})$

8120 kg $< 0{,}75 \times (0{,}6 \times 3700 \times 21{,}40)$

8120 kg < 35631 kg **(OK!)**

Jadi, Pelat siku penyambung 150 x 150 x 10 dapat digunakan !!

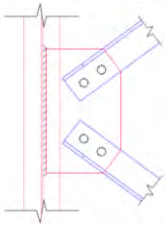
9.2 Sambungan Ikatan Angin Atas

Profil ikatan angin atas batang diagonal: L 153 x 153 x 12,7 (mm)
Profil ikatan angin atas batang horizontal : I – beam 457 x 114 x 9,5 x 12,7 (inch)

Data perencanaan :

Tebal pelat sambung	= 15 mm, BJ 37
Baut	= diameter ½ inch = 12 mm
A_b (luas baut)	= 113,04 mm^2

Direncanakan menggunakan simple connection 1 tampang



Gambar 9.1 Sambungan ikatan angin atas (ditengah bentang ikatan angin horizontal)

9.2.1 Kekuatan geser baut

Vd = 1180 kg

9.2.2 Kekuatan tumpu baut

Rd = 908 kg **(Menentukan!)**

Kekuatan baut yang digunakan sesuai dengan hasil diatas :
Single web : 908 kg

9.2.3 Jumlah baut yang dibutuhkan

Du = gaya tekan maksimum pada batang $P_{ikatan\ angin\ atas}$ 3318 kg

$$n_{baut} = \frac{Du}{\phi Rn}$$

$$= \frac{3318}{908}$$

$$= 3{,}654 \approx 4 \text{ buah}$$

Syarat jarak pemasangan baut

jarak antar baut :

$3\ d_b \quad < \quad S \quad < \quad 15\ t_p$ atau 200 mm

40,5 mm < S < 150 mm, diambil S = 60 mm

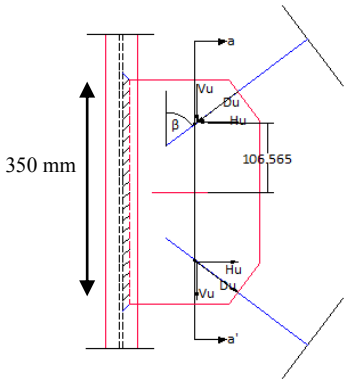
jarak baut dari tepi penampang

$1{,}5\ d_b \quad < \quad S_1 \quad < \quad 4\ t_p + 100$

20,25 mm < S_1 < 160 mm, diambil S_1 = 40 mm

9.2.4 Gaya – gaya yang bekerja pada pelat sambung

Pada ikatan angin atas gaya – gaya yang bekerja terdiri dari :

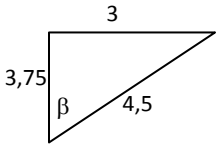


Gambar 9.2 Sambungan ikatan angin atas (detail pelat sambung)

sin β = 0,67

cos β = 0,83

tan β = 0,67



Vu = Du cos β

= 2753,94 kg

Hu = Du sin β

= 2223,06 kg

Mu = Hu × x dimana, x = 106,5 mm
= 236755,89 kg.mm

- **Gaya yang bekerja pada potongan a-a' :**

Gaya normal tarik (Nu) = Hu × 2
= 4446,12 kg

Gaya lintang/geser (Vu) = 7670,45 – 7670,45 = 0 kg

Momen (Mu) = 236755,89 × 2
= 473511,8 kg.mm

9.2.5 Kontrol Kekuatan Pelat Sambung

ϕ_t Nnt = 0,9 × fy × Ag
= 0,9 × 2400 × 52,5
= 94500 kg **(Menentukan!)**

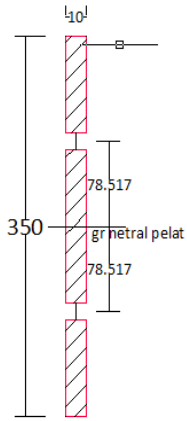
ϕ_t Nnt = 0,75 × fu × An
= 0,75 × 3700 × 46,78
= 129807,15 kg

Nilai ϕ_tNnt yang dipakai adalah nilai yang terkecil yaitu 94500 kg

d = A_{lubang} × s
= 202,5 × 78,517
= 15899,7 mm^3

Z = 0,25 × t × h^2 – (2 × d)
= 0,25 × 15 × 350^2 – (2 × 15899,7)
= 459375 – 31799,4
= 427575,6 mm^3
= 427,6 cm^3

$\varnothing_b$ Mn = 0,9 × fy × Z
= 0,9 × 2400 × 427,6



Gambar pot. a-a'

= 923563,3 kg.cm
= 9235632,96 kg.mm

$\varnothing_v$ Vn = 0,75 × (0,6 × An × fu)
= 0,75 × (0,6 × 15,1875 × 3700)
= 25287,1875 kg

- **Kontrol kekuatan pelat sambung :**

$$\sqrt{\left(\left(\frac{Nu}{\phi t.Nnt}\right)+\left(\frac{Mu}{\phi b.Mn}\right)\right)^2+\left(\frac{Vu}{\phi v.Vn}\right)^2} \leq 1$$

$$\sqrt{\left(\left(\frac{4446,12}{94500}\right)+\left(\frac{473511,8}{9235632,96}\right)\right)^2+\left(\frac{0}{25287,1875}\right)^2} \leq 1$$

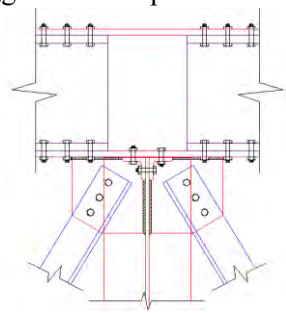
0,0983 < 1 **(OK!)**

9.3 Sambungan Ikatan Angin Bawah

Profil ikatan angin bawah diagonal : L 153 x 153 x 12,7 (mm)
Profil balok melintang : I – beam 610 x 190 x 9,6 x 19 (mm)
Data perencanaan :

Tebal pelat sambung = 15 mm, BJ 37
Baut = diameter ½ inch = 12 mm
A_b (luas baut) = 113,04 mm^2

Direncanakan menggunakan simple connection 1 tampang



Gambar 9.3 Sambungan ikatan angin bawah (di ujung gelagar melintang)

9.2.1 Kekuatan geser baut

Vd = 1180 kg

9.2.2 Kekuatan tumpu baut

Rd = 908 kg **(Menentukan!)**

Kekuatan baut yang digunakan sesuai dengan hasil diatas :

Single web : 908 kg

9.3.3 Jumlah baut yang dibutuhkan

Du = gaya tarik maksimum batang $P_{ikatan\ angin\ bawah}$ = 2728 kg

$$n_{baut} = \frac{Du}{\phi Rn}$$

$$= \frac{2728}{908}$$

$$= 3{,}01 \approx 6 \text{ buah}$$

Syarat jarak pemasangan baut

jarak antar baut :

$3\ d_b < S < 15\ t_p$ atau 200 mm

40,5 mm < S < 150 mm, diambil S = 70 mm

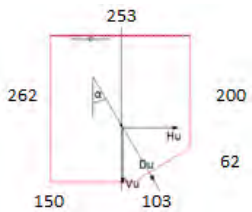
jarak baut dari tepi penampang

$1{,}5\ d_b < S_1 < 4\ t_p + 100$

20,25 mm < S_1 < 160 mm, diambil S_1 = 50 mm

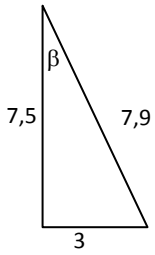
9.3.4 Gaya – gaya yang bekerja pada pelat sambung

Pada ikatan angin bawah gaya – gaya yang bekerja terdiri dari :



Gambar 9.4 Detail pelat sambung ikatan angin bawah

sin β = 0,38
cos β = 0,95
tan β = 0,4



Vu = Du cos β
= 2333,2 kg

Hu = Du sin β
= 933,28 kg

Mu = Hu × x dimana, x = 33,852 mm
= 31593,4 kg.mm

- **Gaya yang bekerja pada potongan a-a' :**

Gaya normal tarik (Nu) = Hu
= 933,28

Gaya lintang/geser (Vu) = 2333,2

Momen (mu) = Mu
= 31593,4 kg.mm

9.3.5 Kontrol kekuatan pelat sambung

ϕ_t Nnt = 0,9 × fy × Ag
= 0,9 × 2400 × 39,3
= 84888 kg (**Menentukan!**)

ϕ_t Nnt = 0,75 × fu × An
= 0,75 × 3700 × 21,33
= 59193,2 kg

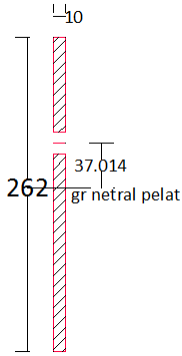
Nilai ϕ_t Nnt yang dipakai adalah nilai yang terkecil 59193,2 kg

d $= A_{lubang} \times s$
$= 202{,}5 \times 37{,}014$
$= 7495{,}335\ mm^3$

Z $= 0{,}25 \times t \times h^2 - (2 \times d)$
$= 0{,}25 \times 15 \times 262^2 - (2 \times 7495{,}335)$
$= 257415 - 14990{,}67$
$= 242424{,}33\ mm^3$
$= 242{,}42\ cm^3$

$\varnothing_b$ Mn $= 0{,}9 \times fy \times Z$
$= 0{,}9 \times 2400 \times 242{,}42$
$= 523638$ kg.cm
$= 5236380$ kg.mm

$\varnothing_v$ Vn $= 0{,}75 \times (0{,}6 \times An \times fu) \times 2$
$= 0{,}75 \times (0{,}6 \times 21{,}33 \times 3700) \times 2$
$= 71028{,}9$ kg



Gambar pot. a-a'

- **Kontrol kekuatan pelat sambung :**

$$\sqrt{\left(\left(\frac{Nu}{\phi t.Nnt}\right) + \left(\frac{Mu}{\phi b.Mn}\right)\right)^2 + \left(\frac{Vu}{\phi v.Vn}\right)^2} \leq 1$$

$$\sqrt{\left(\left(\frac{933{,}28}{59193{,}2}\right) + \left(\frac{31593{,}4}{5236380}\right)\right)^2 + \left(\frac{2333{,}2}{71028{,}9}\right)^2} \leq 1$$

$$0{,}04 < 1 \quad \textbf{(OK!)}$$

9.4 Sambungan Balok Melintang Dengan Rangka Utama

Sambungan ini direncanakan dengan simple connection. Pada web balok melintang direncanakan 2 tampang, sedangkan sambungan di simpul rangka utama direncanakan 1 tampang. Besarnya gaya geser dan gaya tumpu fibrebolt bisa dilihat pada

tabel 9.1 diatas. berikut ini adalah data – data perencanaan sambungan balok melintang dan rangka utama :

Profil balok melintang : I–beam 610 x 190 x 9,6 x 19 (mm)
tebal plat simpul rangka : 20 mm, BJ 37
Baut : diameter 1 inch = 25 mm
Ab (Luas Baut) : 491 mm^2

9.4.1 Kekuatan geser baut

- **Untuk sambungan 2 tampang**
  Vd = 9980 kg Menentukan sambungan 2 tampang!
- **Untuk sambungan 1 tampang**
  Vd = 6804 kg Menentukan sambungan 1 tampang!

9.4.2 Kekuatan tumpu baut

- **Untuk sambungan 2 tampang**
  Rd = 4400 kg **(Menentukan!)**
- **Untuk sambungan 1 tampang**
  Rd = 2950 kg **(Menentukan!)**

Kekuatan baut yang digunakan sesuai dengan hasil diatas :
Double web : 4400 kg
Single web : 2950 kg

9.4.3 Analisa kemampuan geser sambungan

Gaya geser yang bekerja adalah reaksi perletakan pada balok melintang :
Vu = Pu = 29517,1 kg

- **Untuk sambungan 2 tampang**
  ϕRn yang menentukan yaitu 4400 kg, maka Jumlah baut yang dibutuhkan :

$$\frac{Pu}{\phi Rn} = \frac{29517,1}{4400}$$

$$= 6,7 \approx 8 \text{ buah}$$

Jadi, Sambungan pada web balok memanjang menggunakan baut sejumlah 8 buah.

- **Untuk sambungan 1 tampang**
  ϕRn yang menentukan yaitu 2950 kg, maka Jumlah baut yang dibutuhkan :

$$\frac{Pu}{\phi Rn} = \frac{29517,1}{2950}$$

$$= 10,01 \approx 12 \text{ buah}$$

Jadi, Sambungan pada web balok melintang menggunakan sambungan pada dua sisi, sehingga jumlah baut pada masing – masing sisi adalah 6 buah.

- **Syarat jarak pemasangan baut :**

jarak antar baut :

$3\ d_b < S < 15\ t_p$ atau 200 mm

66 mm < S < 150 mm, **diambil S = 75 mm**

jarak baut dari tepi penampang

$1.5\ d_b < S_1 < 4\ t_p + 100$

33 mm < S_1 < 160 mm, **diambil S_1 = 50 mm**

9.4.4 Analisa kekuatan pelat sambung

Direncanakan menggunakan pelat siku penyambung profil siku 150 x 150 x 13

b = 150 mm

t_f = 13 mm

Pelat BJ 37

fy = 2400 kg/cm^2

fu = 3700 kg/cm^2

- **Sambungan 2 tampang (pada web balok memanjang)**

L = 325 mm

Luas bidang geser pelat

$A_{nv} = L_{nv} \times t_f$

$= (L - n_{baut} \times D_b) \times t_f$
$= (325 - 8 \times 22) \times 13$
$= 1937\ mm^2$

Pada sambungan ini digunakan 2 pelat siku, maka :

Pu	$< 2 \times \phi \times (0.6 \times fu \times A_{nv})$	
29517,1 kg	$< 2 \times 0{,}75 \times (0{,}6 \times 3700 \times 19{,}37)$	
29517,1 kg	< 64502,1 kg	**(OK!)**

- **Sambungan 1 tampang (pada web balok melintang)**

L = 325 mm

Luas bidang geser pelat

$A_{nv} = L_{nv} \times t_f$
$= (L - n_{baut} \times D_b) \times t_f$
$= (325 - 6 \times 22) \times 13$
$= 2509\ mm^2$

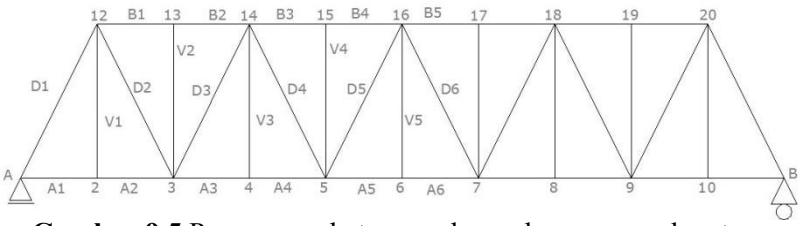
Pada sambungan ini digunakan 1 pelat siku, maka :

Pu	$< \phi \times (0.6 \times fu \times A_{nv})$	
14758,55 kg	$< 0{,}75 \times (0{,}6 \times 3700 \times 25{,}09)$	
14758,55 kg	< 41774,85 kg	**(OK!)**

Pelat siku penyambung 150 x 150 x 13 dapat digunakan !!

9.5 Sambungan Rangka Utama

Rangka batang utama pada jembatan cisudajaya berbentuk trapesium. Dengan terdiri dari batang horizontal atas, batang horizontal bawah, batang vertikal dan batang diagonal. Pada penomoran batang sama seperti perhitungan garis pengaruh. Berikut pada gambar 9.5 adalah penomoran batang untuk sambungan pada rangka utama :



Gambar 9.5 Penomoran batang pada sambungan rangka utama

Bisa dilihat dari gambar diatas, penomoran batang hanya diberikan setengah bentang saja. Karena bentuk jembatan yang simetris, maka gaya aksial yang bekerja sama besar antara sisi kanan dan sisi kiri. Pada pemilihan profil rangka batang utama, semua profil menggunkan I–beam 610 x 190 x 9,6 x 19 (mm). Profil tersebut adalah produk profil paling besar dengan material *Fiber Reinforced Polymer (FRP)*.

Sambungan pada rangka batang utama ini menggunakan pelat baja dan baut. karena profil yang terbuat dari material FRP, maka tidak boleh ada sambungan las.

9.5.1 Data perencanaan sambungan rangka utama

- **Profil rangka batang**

Batang horizontal atas : I–beam 610 x 190 x 9,6 x 19 (mm)
Batang horizontal bawah : I–beam 610 x 190 x 9,6 x 19 (mm)
Batang vertikal : I–beam 610 x 190 x 9,6 x 19 (mm)
Batang diagonal : I–beam 610 x 190 x 9,6 x 19 (mm)

- **Alat Sambung**

– Pelat baja 19 mm (sisi luar dan sisi dalam)
– Baut diameter ¾ inch = 19 mm (D_1) → Ab = 2,8 cm^2
– Baut diameter 1 inch = 25 mm (D_2) → Ab = 4,9 cm^2
– fu^b = 3700 kg/cm^2
– Tidak menggunakan sambungan las

9.5.2 Perhitungan sambungan rangka utama

Pada jembatan rangka batang cisudajaya, perhitungan sambungan hanya pada setengah bentang saja. perhitungan jumlah baut yang dibutuhkan sama seperti perhitungan sambungan pada balok melintang, balok memanjang, dan ikatan angin. agar lebih memudahkan perhitungan sambungan rangka utama digunakan tabel sebagai berikut :

- **Kuat geser baut**

Baut diameter 19 mm (D_1)
$Vd_1 \quad = 2813\ kg$
Baut diameter 25 mm (D_2)
$Vd_2 \quad = 6804\ kg$

- **Kuat tumpu baut**

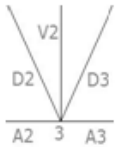
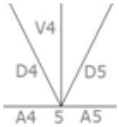
Baut diameter 19 mm (D_1)
$Rd_1 \quad = 2042\ kg$ **(Menentukan!)**

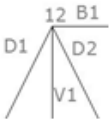
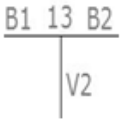
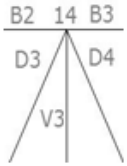
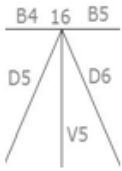
Baut diameter 25 mm (D_2)
$Rd_2 \quad = 2950\ kg$ **(Menentukan!)**

Kekuatan baut yang digunakan sesuai dengan hasil diatas :
Single web (19 mm) : 2042 kg
Single web (25 mm) : 2950 kg

Berikut ini pada tabel 9.2 adalah hasil perhitungan banyaknya jumlah baut yang dibutuhkan pada sambungan rangka batang utama :

Tabel 9.2 Hasil rekapan perhitungan sambungan rangka utama

No.	Sket	Kode Batang	Gaya (kg)	ϕ Rn (kg)	D Baut (mm)	Jumlah Baut	Baut (Pasang)
1		D1	41968	2042	19	20,5524	22
		A1	19210	2950	25	6,51186	8
2		A1	19210	2950	25	6,51186	8
		A2	20097	2950	25	6,81254	8
		V1	7247	2042	19	3,54897	4
3		A2	20097	2950	25	6,81254	8
		A3	44925	2950	25	15,2288	16
		V2	1238	2042	19	0,60627	4
		D2	31217	2042	19	15,2875	16
		D3	21520	2042	19	10,5387	12
4		A3	44925	2950	25	15,2288	16
		A4	45492	2950	25	15,421	16
		V3	6816	2042	19	3,3379	4
5		A4	45492	2950	25	15,421	16
		A5	53888	2950	25	18,2671	20
		V4	666	2042	19	0,32615	4
		D4	14000	2042	19	6,85602	8
		D5	3744	2042	19	1,8335	4

6		B1	34187	2950	25	11,5888	12
		V1	7247	2042	19	3,54897	4
		D1	41968	2042	19	20,5524	22
		D2	31217	2042	19	15,2875	16
7		B1	34187	2950	25	11,5888	12
		B2	35070	2950	25	11,8881	12
		V2	1238	2042	19	0,60627	4
8		B2	35070	2950	25	11,8881	12
		B3	51881	2950	25	17,5868	18
		V3	6816	2042	19	3,3379	4
		D3	21520	2042	19	10,5387	12
		D4	14000	2042	19	6,85602	8
9		B3	51881	2950	25	17,5868	18
		B4	52170	2950	25	17,6847	18
		V4	666	2042	19	0,32615	4
10		B4	52170	2950	25	17,6847	18
		B5	52170	2950	25	17,6847	18
		V5	6801	2042	19	3,33056	4
		D5	3744	2042	19	1,8335	4
		D6	3744	2042	19	1,8335	4

BAB X

PERENCANAAN PERLETAKAN

seperti kita lihat di kondisi lapangan, akhir – akhir ini sering kita jumpai perletakan pada jembatan (bearings) menggunakan elastomer. Begitu pula pada jembatan rangka batang ini perletakannya menggunakan elastomer, yaitu bahan yang terbuat dari kombinasi antara karet yang didalamnya terdapat lapisan baja.

Pada BMS diatur persyaratan mengenai perletakan elastomer. Bearing harus dipasang minimum 25 mm dari tepi sisi permukaan tumpuan untuk mengijinkan pelebaran (spreading) elastomer di bawah beton. Sifat dari perletakan elastomer yaitu mampu memikul translasi dan rotasi melalui deformasi elastis. Pada jembatan rangka batang ini digunakan perletakan elastomer berbentuk persegi.

10.1 Pembebanan

10.1.1 Beban mati

- **Profil FRP** q(kg/m) L(m) n

Balok Memanjang	: 7,32	x	30	x	8	= 1756,8	kg
Balok Melintang	: 7,32	x	7,5	x	11	= 603,9	kg
Ikatan Angin Atas Diagonal	: 2,11	x	4,8	x	16	= 162,2	kg
Ikatan Angin Atas Horizontal	: 3,8	x	7,5	x	7	= 199,5	kg
Ikatan Angin Bawah	: 2,11	x	8,1	x	20	= 340,9	kg
Rangka Horizontal Atas	: 7,32	x	3	x	16	= 351,4	kg
Rangka Horizontal Bawah	: 7,32	x	3	x	20	= 439,2	kg
Rangka Diagonal	: 7,32	x	6,7	x	20	= 980,9	kg
Rangka Vertikal	: 7,32	x	6	x	18	= 790,6	kg
Portal Akhir Horizontal	: 3,8	x	7,5	x	2	= 57	kg+
Berat Total Profil FRP						= 5682,4	kg

- **Lantai kendaraan**

		λ (kg/m^3)		h(m)		L(m)		p(m)	
Pelat Beton	:	2400	x	0,2	x	7,5	x	30	= 108000 kg
Kerb	:	2400	x	0,25	x	1,2	x	30	= 21600 kg
Aspal	:	2200	x	0,05	x	6,3	x	30	= 20790 kg +

Berat Total Lantai Kendaraan = 150390 kg

- **Sambungan (dianggap 30% dari berat profil FRP)**

Berat sambungan = 30% × 5682,4 kg
= 1704,72 kg

- **Jadi beban mati total pada jembatan**

= Berat profil FRP + Berat lantai kendaraan + Berat sambungan
= 5682,4 + 150390 + 1704,72
= 157777,12 kg

Jadi, beban mati total yang diterima 1 perletakan (direncanakan 4 perletakan) :

$$= \frac{157777,12}{4}$$

= 39444,28 kg

10.1.2 Beban hidup

q_{UDL} = 1350 kg L = 7,5 m
q_{KEL} = 3430 kg $n_{melintang}$ = 11

- **Beban hidup total pada jembatan adalah**

$= (q_{UDL} \times L \times n_{melintang}) + (q_{KEL} \times L)$
$= (1350 \times 7,5 \times 11) + (3430 \times 7,5)$
= 111375 + 25725
= 137100 kg

Jadi, Beban hidup total yang diterima 1 perletakan (direncanakan 4 perletakan)

$= \frac{137100}{4}$

$= 34275$ kg

10.1.3 Beban angin

Beban Angin $= 5 \times Wb$

$= 5 \times 564$ kg

$= 2820$ kg

10.1.4 Beban gempa

- **Perhitungan koefisien dasar C**

Dimensi pilar ditaksir : 1,2 × 9 × 7,2 meter *(direncanakan tinggi pilar 7,2 m)*

Wtp $= Wtotal_{mati} + (0{,}5 \times Wpilar)$

$= (2 \times \text{Beban mati}) + (0{,}5 \times Wpilar)$

$= (2 \times 39444{,}28) + (0{,}5 \times 2400 \times 1{,}2 \times 9 \times 7{,}2)$

$= 172200{,}56$ kg

$= 1722{,}0056$ kN

$E_{beton} = 4700\sqrt{fc'}$

$= 4700\sqrt{25}$

$= 23500$ Mpa

$= 23500000$ kPa

$I_1 = \frac{60\% \times b \times h^3}{12}$

$= \frac{60\% \times 9 \times 1{,}2^3}{12}$

$= 0{,}7776\ m^4$

$I_2 = \frac{60\% \times h \times b^3}{12}$

$= \frac{60\% \times 1{,}2 \times 9^3}{12}$

$= 43{,}74\ m^4$

a. Arah memanjang (BMS 2.4.7.1 (2.10))

Kp $= \frac{3 \times E \times I_1}{L^3}$

$= \frac{3 \times 23500000 \times 0{,}7776}{7{,}2^3}$

= 146875 kN/m

T $= 2\pi \sqrt{\frac{Wtp}{g \times Kp}}$

$= 2\pi \sqrt{\frac{1722{,}0056}{9.81 \times 146875}}$

= 0,22 dt

Dengan nilai T = 0,22 dt, Zona gempa 4 dan tanah sedang, maka didapatkan nilai C = 0,15 *(RSNI T – 02 – 2005 gambar 14)*

b. Arah melintang (BMS 2.4.7.1 (2.10))

Kp $= \frac{3 \times E \times I_2}{L^3}$

$= \frac{3 \times 23500000 \times 43{,}74}{7{,}2^3}$

= 8261718,75 kN/m

T $= 2\pi \sqrt{\frac{Wtp}{g \times Kp}}$

$= 2\pi \sqrt{\frac{1722{,}0056}{9.81 \times 8261718{,}75}}$

= 0,029 dt

Dengan nilai T = 0,029 dt, Zona gempa 4 dan tanah sedang, maka didapatkan nilai C = 0,15 *(RSNI T – 02 – 2005 gambar 14)*

- **Faktor tipe bangunan "S" (*RSNI T – 02 – 2005 tabel 33)***

Dianggap jembatan dengan daerah sendi beton bertulang atau baja, maka digunakan tipe jembatan A4

S = 1F ,

dimana :

F = 1.25 s/d 0.025 n

F ≥ 1

n = Jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral pada masing-masing bagian yang monolit dari jembatan (missal : bagian yang dipisahkan untuk expantion joint yang memberikan keleluasaan bergerak)

maka :

S = F

S = 1,00

- **Faktor kepentingan "I" (*RSNI T – 02 – 2005 tabel 32*)**

Digunakan "I" = 1,0. Dengan asumsi ada rute alternatif yang tersedia. Tidak termasuk jembatan yang direncanakan untuk pembebanan lalu lintas yang dikurangi.

10.1.5 Perhitungan gaya geser total

Teq = Kh × I × Wt ; Dimana Kh = C × S

Keterangan : S = Faktor tipe bangunan
C = Koefisien dasar geser gempa
I = Faktor keutamaan
Wt = Berat total nominal bangunan
Teq = Gaya geser dasar untuk arah yang ditinjau

- **Gaya geser total arah memanjang**

Teq = C × S × I × Pmati
= 0,15 × 1 × 1 × 39444,28
= 5916,642 kg

$F_{(x)q}$ = 0,5 x Teq
= 2958,321 kg

- **Gaya geser total arah melintang**

Teq = C × S × I × Pmati
= 0,15 × 1 × 1 × 39444,28
= 5916,642 kg

$F_{(y)q}$ = 0,5 x Teq
= 2958,321 kg

10.1.6 Kombinasi beban vertikal dan horizontal

– **Kombinasi beban vertikal**

Vmax = Pmati + Phidup + Pangin
= 39444,28 + 34275 + 2820
= 76539,28 kg

– **Kombinasi beban horizontal terbesar memanjang**

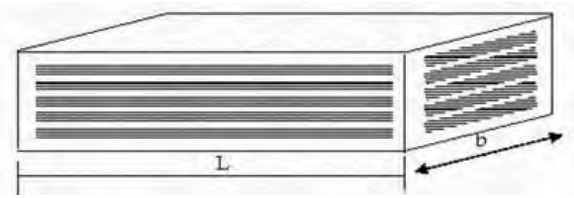
Ha = Pgempa arah memanjang
= $F_{(x)q}$
= 2958,321 kg

– **Kombinasi beban horizontal terbesar melintang**

Hb = Pgempa arah melintang
= $F_{(y)q}$
= 2958,321 kg

10.2 Perencanaan Elastomer

10.2.1 Perencanaan bahan elastomer



Gambar 10.1 Detail Elastomer

Durameter Hardness IRHD	= 70 MPa	
Shear Modulus (G)	= 1,2 MPa	
Bulk Modulus (B)	= 2000 MPa	
Panjang Perletakan (b)	= 175 mm	
Lebar Perletakan (L)	= 350 mm	
Tebal Selimut (tc)	= 8 mm	
Tebal Lapis Dalam (t1)	= 10 mm	
Tebal Pelat Baja (ts)	= 3 mm	(n = 4 lapis)
Tebal Total Elastomer (t)	= 58 mm	

Bagian yang terikat :

a' = 175 – 16 = 159 mm

b'= 350 – 16 = 334 mm

maka, $A = 159 \times 334 = 53106\ mm^2$

10.2.2 Kontrol bahan elastomer

- **Faktor bentuk (BMS 8.3.5)**

$$S = \frac{A}{P \times Te}$$

keterangan : A = Luas permukaan terikat

P = Keliling permukaan terikat

te = Tebal efektif lapisan elastomer

te = t1 = 10 mm (untuk lapisan dalam)

te = 1.4 × tc
= 1.4 × 8
= 11,2 mm (untuk lapisan luar)

P = (159 + 334) × 2
= 986 mm

Untuk lapisan dalam

$$S = \frac{53106}{986 \times 10}$$

= 5,386

Untuk lapisan luar

$$S = \frac{53106}{986 \times 11{,}2}$$

= 4,81

Syarat perletakan laminasi untuk lapisan dalam

4	<	S	<	12	
4	<	5,386	<	12	(**OK!**)

Syarat perletakan laminasi untuk lapisan luar

4	<	S	<	12	
4	<	4,81	<	12	(**OK!**)

- **Persyaratan Perencanaan (BMS 8.3.6)**

– **Regangan Geser Tekan (ε_{sc})**

$$\delta a = \frac{Ha \times t}{Ar \times G} \qquad \delta b = \frac{Hb \times t}{Ar \times G}$$

dimana,

δa = Simpangan geser max tangensial pada permukaan tumpuan dalam arah dimensi panjang (a) akibat gerakan struktur dan gaya tangensial.

δb = Simpangan geser max tangensial pada permukaan tumpuan dalam arah dimensi lebar (b) akibat gerakan struktur dan gaya tangensial.
Ar = Seluruh luas daerah untuk lapis tak terikat
G = Modulus geser (MPa)
t = Tebal total elastomer (mm)
Ha = P gempa longitudinal (N)
Hb = P gempa transversal (N)

$$\delta a = \frac{29583{,}21 \times 58}{61250 \times 1{,}2} = 18{,}7 \text{ mm}$$

$$\delta b = \frac{29583{,}21 \times 58}{61250 \times 1{,}2} = 18{,}7 \text{ mm}$$

A_{eff} = Luas daerah efektif perletakan

$$= A \times (1 - \frac{\delta_a}{a} - \frac{\delta_b}{b})$$

$$= 53106 \times (1 - \frac{18{,}7}{175} - \frac{18{,}7}{350})$$

$$= 44597{,}56 \text{ mm}^2$$

$$\varepsilon_c = \frac{Vmax}{3 \times A_{eff} \times G \times (1+2S^2)}$$

$$= \frac{76539{,}28}{3 \times 44597{,}56 \times 1{,}2 \times (1+2 \times 5{,}386^2)}$$

$$= 0{,}007$$

$$\varepsilon_{sc} = 6 \times S \times \varepsilon_c$$

$$= 6 \times 5{,}386 \times 0{,}007$$

$$= 0{,}223$$

– **Regangan Geser Torsi (ε_{sr})**

Gaya vertical Vmax yang bekerja pada pusat luasan elastomer dan momen = 0, maka $\alpha_a = \alpha_b = 0$

ε_{sr} = 0 *(BMS 8.3.6.3)*

– **Regangan Geser Tekan (ε_{sh})**

$$\varepsilon_{sh} = \frac{\delta_a}{t}$$
$$= \frac{18,7}{58}$$
$$= 0,32$$

Nilai regangan geser maksimum yang diijinkan

$0,9 \times A$	$> A_{eff}$	$> 0,8 \times A$	
$0,9 \times 53106$	$> 44597,56$	$> 0,8 \times 53106$	
$47795,4$	$> 44597,56$	$> 42484,8$	**(OK!)**

dan $\varepsilon_{sh} < \frac{2 \times A_{eff}}{Ar} \times 1,1$

$$0,32 < \frac{2 \times 44597,56}{61250} \times 1,1$$
$$0,32 < 1,6 \quad \textbf{(OK!)}$$

Syarat untuk menjamin bahwa regangan geser total yang berkembang tidak berlebihan berdasarkan BMS 8.3.6.1

$$\varepsilon_{sh} + \varepsilon_{sr} + \varepsilon_{sc} < \frac{2.4}{\sqrt{G}}$$
$$0,32 + 0 + 0,223 < \frac{2.4}{\sqrt{1,2}}$$
$$0,543 < 2,22$$

- **Persyaratan tegangan tekan rata – rata (BMS 8.3.6.2)**

$\frac{Vmax}{A}$ < 15 Mpa (Perletakan Laminasi)

$\frac{765392,8}{53106}$ < 15 Mpa

14,41 Mpa < 15 Mpa **(OK!)**

- **Persyaratan Stabilitas Perletakan (BMS 8.3.6.5)**

$$\frac{Vmax}{Aeff} < \frac{2 \times b' \times G \times S}{3 \times t}$$

$$\frac{765392,8}{44597,56} < \frac{2 \times 334 \times 1,2 \times 4,81}{3 \times 58}$$

17,16 < 22,16 (**OK!**)

- **Persyaratan Tebal Minimum (BMS 8.3.6.6)**

Tebal baja = 3 mm, BJ 37

$$ts > \frac{3 \times Vmax \times t1}{A \times fy}$$

$$3 \text{ mm} > \frac{3 \times 76539,28 \times 10}{53106 \times 240}$$

3 mm > 1,8 mm (**OK!**)

- **Persyaratan Penahan Perletakan (BMS 8.3.6.7)**

– **Kombinasi Beban**

H' = Beban gempa horizontal terbesar
= 2958,321 kg

H' < $0,1 \times (V_{max} + (3 \times A_{eff} \times 0,001)$
2958,321 < $0,1 \times (76539,28 + (3 \times 44597,56 \times 0,001)$
2958,321 kg < 7667,3 kg

– **Beban Permanen**

$$\frac{Vmax}{A_{eff}} > 2 \text{ MPa}$$

$$\frac{76539,28}{44597,56} > 2 \text{ MPa}$$

17,16 Mpa > 2 Mpa **(OK!)**

Jadi, elastomer bisa digunakan (OK!)

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

BAB XI
PERENCANAAN BANGUNAN BAWAH

11.1 Umum

Pada umumnya Pondasi merupakan komponen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Pondasi terdiri dari dua jenis, yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pondasi dangkal digunakan untuk struktur dengan beban yang relatif kecil, sedangkan untuk pondasi dalam dipakai untuk struktur dengan beban yang relatif besar seperti pada jembatan.

Untuk merencanakan pondasi harus memperhatikan beberapa hal diantaranya jenis tanah, kondisi tanah dan struktur tanah, karena sangat berkaitan dengan daya dukung tanah tersebut dalam memikul beban yang terjadi diatasnya.

Bangunan bawah pada jembatan didesain berdasarkan data tanah yang tersedia. Analisa data tanah juga mempengaruhi dengan menggunakan cara apa pengerjaan yang akan dilakukan. Selain itu juga menentukan pondasi apa yang cocok digunakan untuk Jembatan Cisudajaya ini.

11.2 Data Umum Jembatan

Dari perencanaan bangunan atas jembatan. Diketahui data – data umum struktur jembatan rangka batang cisudajaya sebagai berikut :

- Tebal lantai beton = 20 cm
- Tebal lapisan aspal = 5 cm
- Tebal trotoar = 20 cm (kerb terbuat dari beton untuk pembatas)
- Bentang jembatan = 30 m
- Lebar jembatan = 7,5 (jembatan 2 jalur)
- Lebar trotoar = 2 x 0,6 m
- Tinggi rangka = 6 m

- α = 63°
- Jarak gelagar melintang = 3 m (jumlah λ = 10)
- Jarak gelagar memanjang = 1 m
- Profil gelagar melintang = I – beam 610 x 190 x 9,6 x 19
- Profil gelagar memanjang = I – beam 610 x 190 x 9,6 x 19
- Rangka utama :
  - Batang horizontal atas :
    I – beam 610 x 190 x 9,6 x 19
  - Batang horizontal bawah tengah :
    I – beam 610 x 190 x 9,6 x 19
  - Batang horizontal bawah tepi :
    I – beam 610 x 190 x 9,6 x 19
  - Batang diagonal tepi :
    I – beam 610 x 190 x 9,6 x 19
  - Batang diagonal tengah :
    I – beam 610 x 190 x 9,6 x 19
  - Batang vertikal
    I – beam 610 x 190 x 9,6 x 19
  - Ikatan angin bawah :
    L 153 x 153 x 12,7
  - Tebal perletakan – muka aspal
    61 + 20 + 5 + 11 = 97 cm

- Material : profil Fiber Reinforced Polymer (FRP)
- Mutu FRP : fy = 206,84
- Mutu beton :
  f'c = 25 Mpa
  fy = 240 Mpa
- Zona gempa = 4
- Letak jembatan > 5 km (dari pantai)
- Tinggi elastomer = 5,8 cm

11.3 Analisa Data Tanah

Untuk mengetahui jenis pondasi yang akan digunakan, perlu dilakukan analisa data tanah. Dari data tanah yang ada, dilakukan analisa dengan menggunaka cara SPT untuk mengetahui jenis tanah tersebut. Berikut ini didapatkan data – data tanah dari hasil SPT :

Tabel 11.1 Data tanah menggunakan cara SPT

Kedalaman	Nilai SPT
2	0
3,5	0
5	11
6,5	17
8	19
9,5	16
11	22
12,5	34
14	21
15,5	17
17	16
18,5	14
20	19
21,5	20
23	20
24,5	16
26	23
27,5	20
29	23
30	30

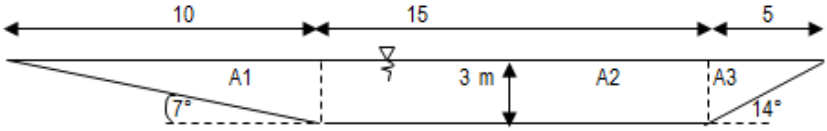
Untuk mengetahui jenis tanah dapat menggunakan tabel SPT Cohesionless berikut ini:

Tabel 11.2 SPT Cohesioneless

	Cohesionless Soil / Sol Pulverent				
N (blows)	0 – 3	4 - 10	11 - 30	31 - 50	> 50
g (KN/m3)	-	12-16	14-18	16-20	18-23
f (o)	-	25-32	28-36	30-40	>35
State	Very Loose	Loose	Medium	Dense	Very Dense
Dr (%)	0-15	15-35	35-65	65-85	85-100
	Cohesive Soil / Sol Coherent				
N (blows)	<4	4 - 6	6-15	16-25	> 50
g (KN/m3)	14-18	16-18	16-18	16-20	>20
qu	<25	20-50	30-60	40-200	>100
Consistency	Very Soft	Soft	Medium	Stiff	Hard

11.4 Perhitungan Scouring

Local scour terjadi karena arus pusaran yang diakibatkan oleh gangguan terhadap aliran air dan akan terjadi pada dasar sungai disekitar pilar dan embankment jembatan. Penempatan elevasi alas pondasi harus disesuaikan dengan rencana denah dan rencana penampang sungai, serta memperhatikan kemungkinan terjadinya permukaann dasar sungai akibat penggerusan oleh arus sungai disaat terjadinya banjir besar. Jadi untuk menentukan elevasi alas pondasi dari abutmen ataupun pilar jembatan harus dibawah perkiraan kedalaman gerusan sungai.



Gambar 11.1 Penampang Sungai

Elevasi alas pondasi = Batas dasar sungai terendah + batas perkiraan kedalaman gerusan

Luas penampang sungai :

A = A1 + A2 + A3

= (0,5 x 10 x 3) + (15 x 3) + (0,5 x 5 x 3)

= 67,5 m^2

- Diketahui dari data tanah bawah dasar dari sungai adalah lempung berpasir. Maka dapat diketahui kecepatan arus rata – rata yang diijinkan V = 1,2 m/dt
- Koefisien koreksi yang diijinkan untuk kedalaman 3 m adalah 1,2 sehingga :

  V = 1,2 x 1,2

  = 1,44 m/dt

- **Perumusan scouring :**

$$\frac{St}{dt} = 2\ x\ (\frac{a}{d1})^{0,65}\ x\ (Fr)^{0,45}\ ;\ Fr = \frac{V}{\sqrt{gxd1}} = \frac{1,44}{\sqrt{9,8x3}} = 0,266$$

Keterangan :

St = Kedalaman gerusan (m)

d1 = Tinggi air (m)

a = Diameter pilar (1,2 m)

Fr = Angka Froude

g = Percepatan gravitasi (9,8 m/dt^2)

- **Data perencanaan :**

a = 1,2 m

d1 = 3 m

- **Perhitungan Scouring :**

$$St = 2\ x\ (\frac{a}{d1})^{0,65}\ x\ (Fr)^{0,45}\ x\ d1$$

$$St = 2\ x\ (\frac{1,2}{3})^{0,65}\ x\ (0,266)^{0,45}\ x\ 3$$

$= 1{,}82\ m$
$\approx 2\ m$

Jadi, gerusan (scouring) yang terjadi pada dasar sungai tersebut sampai kedalaman 2 m.
Maka perencanaan alas pondasi abutmen harus berada dibawah atau lebih dari 2 m dari dasar sungai agar pondasi tidak rusak akibat scouring.

11.5 Pembebanan

11.5.1 Data bangunan atas

Pada perhitungan sebelumnya, didapatkan data perencanaan bangunan atas jembatan cisudajaya. Berikut ini adalah data – data teknis dari bangunan atas jembatan rangka batang yang terbuat dari profil FRP :

- Tebal lantai beton = 20 cm
- Berat jenis beton = 2,4 t/m^3
- Tebal lapisan aspal = 5 cm
- Berat jenis aspal = 2,2 t/m^3
- Tebal trotoar = 20 cm (kerb terbuat dari beton untuk pembatas)
- Bentang jembatan = 30 m
- Lebar jembatan = 7,5 m = 750 cm (untuk jembatan 2 jalur)
- Lebar trotoar = 2 x 0,6 m
- Tinggi rangka = 6 m
- α = 63°
- Jarak gelagar melintang = 3 m (n = 11)
- Jarak gelagar memanjang = 1 m (n = 8)
- Profil gelagar melintang = I – beam 610 x 190 x 9,6 x 19
- Profil gelagar memanjang = I – beam 610 x 190 x 9,6 x 19

- Mutu frp : fy = 206,84 Mpa
- Mutu beton :
  f'c = 25 Mpa
  fy = 240 Mpa
- Zona gempa = 4
- Letak jembatan < 5 km (dari pantai)
- Tinggi elastomer = 5,2 cm
- Rangka utama :
  - Batang horizontal atas :
    I – beam 610 x 190 x 9,6 x 19
  - Batang horizontal bawah tengah :
    I – beam 610 x 190 x 9,6 x 19
  - Batang horizontal bawah tepi :
    I – beam 610 x 190 x 9,6 x 19
  - Batang diagonal tepi :
    I – beam 610 x 190 x 9,6 x 19
  - Batang diagonal tengah :
    I – beam 610 x 190 x 9,6 x 19
  - Batang vertikal
    I – beam 610 x 190 x 9,6 x 19
  - Ikatan angin bawah :
    L 153 x 153 x 12,7
  - Tebal perletakan – muka aspal
    61 + 20 + 5 + 11 = 97 cm

11.5.2 Perhitungan Beban

11.5.2.1 Beban mati

Berat pelat beton	: 30 x 7,5 x 0,2 x 2,4	= 108000 kg
Berat kerb	: 30 x 1,2 x 0,25 x 2,4	= 21600 kg
Berat aspal	: 30 x 6,3 x 0,05 x 2,2	= 20790 kg
Balok Memanjang	: 7,32 x 30 x 8	= 1756,8 kg
Balok Melintang	: 7,32 x 7,5 x 11	= 603,9 kg
Ikatan Angin Atas Diagonal	:2,11 x 4,8 x 16	= 162,2 kg

Ikatan Angin Atas Horizontal : 3,8 x 7,5 x 7= 199,5 kg
Ikatan Angin Bawah : 2,11 x 8,1 x 20 = 340,9 kg
Berat rangka utama :
Rangka Horizontal Atas : 7,32 x 3 x 16 = 351,4 kg
Rangka Horizontal Bawah : 7,32 x 3 x 20 = 439,2 kg
Rangka Diagonal : 7,32 x 6,7 x 20= 980,9 kg
Rangka Vertikal : 7,32 x 6 x 18 = 790,6 kg
Portal Akhir Horizontal : 3,8 x 7,5 x 2 = 57 kg +

Jumlah total beban mati = 156072,4 kg

Berat sambungan :

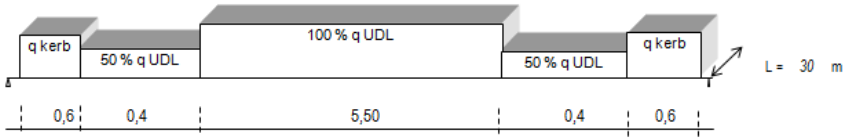
Sambungan + Pelat simpul = 30% x total beban mati
= 0,3 x 156072,4
= 46821,72 kg

Maka,
Total Beban Mati (Wt) = 156072,4 + 46821,72
= 202894,12 kg
= 202,9 t

Reaksi di perletakan :
R_D = 0,5 x Wt
= 0,5 x 202,9 t
= 101,45 t

11.5.2.2 Beban hidup

- **Beban merata (UDL)**



Gambar 11.2 Distribusi beban terbagi rata

q (UDL) : 4,5 kN/m^2 (didapat dari perhitungan sebelumnya)
q_{kerb} : 2,5 kN/m^2 (didapat dari perhitungan sebelumnya)

R_L (UDL) = {(100% x q (UDL) x 5,5) + (50% x q (UDL) x 2 x 0,4) + ($q_{(kerb)}$ x 2 x 0,6)} x 30 x 0,5
= {(100% x 4,5 x 5,5) + (50% x 4,5 x 2 x 0,4) + (2,5 x 2 x 0,6)} x 30 x 0,5
= 443,3 kN
= 44,325 t

- **Beban terpusat (KEL)**

P = 49 kN/m
P_{KEL} = P (1 + DLA) → DLA = 40%

maka,

P_{KEL} = 49 (1 + 0,40) x 50%
= 34,3 kN/m

$R_{L\ (KEL)}$ = (P_{KEL} x 5,5) + (50% x P_{KEL} x 2 x 0,4)
= (34,3 x 5,5) + (50% x 34,3 x 2 x 0,4)
= 202,37 kN
= 20,237 t

$R_{hidup\ perletakan}$ = $R_{L\ (UDL)}$ + $R_{L\ (KEL)}$
= 44,325 + 20,237
= 64,562 t

11.5.2.3 Beban angin

- Letak jembatan > 5 km dari pantai
(kecepatan angin rencana V_w = 30 m/s)
- Beban angin lateral bekerja pada seluruh bangunan atas secara merata
- Gaya nominal ultimate :
T_{ew1} = 0,0006 x C_w x V_w^2 x Ab

Keterangan :

C_w = Koefisien seret 1,2 (BMS 2.9 hal. 2 – 44)

V_w = Kecepatan angin

Ab = Luas jembatan rangka yang terkena angin

= 30 % x $L_{\text{trapesium rangka}}$

= 30 % x $\frac{(30+24)x6}{2}$

= 48,6 m^2

Maka, beban angin lateral :

T_{ew1} = 0,0006 x C_w x V_w^2 x Ab

= 0,0006 x 1,2 x $(30)^2$ x 48,6

= 31,5 kN

H_{w1} = 0,5 x T_{ew1}

= 0,5 x 31,5

= 15,75 kN

= 1,57 t

Beban angin bila kendaraan sedang berada di atas jembatan :

T_{ew2} = 0,0012 x C_w x V_w^2

Keterangan :

C_w = Koefisien seret 1,2 (BMS 2.9 hal. 2 – 44)

V_w = Kecepatan angin

L = 30 m (bentang jembatan rangka batang)

Maka, beban angin lateral :

T_{ew2} = 0,0012 x C_w x V_w^2

= 0,0012 x 1,2 x $(30)^2$

= 1,3 kN

H_{w2} = 0,5 x T_{ew2}

= 0,5 x 1,3

=0,65 kN

= 0,0625 t

Maka, $H_{T\ total} = H_{w1} + H_{w2}$
$= 1,575 + 0,0625$
$= 1,638$ t

11.5.2.4 Beban gesekan

Beban gesekan pada tumpuan bergerak (Beban horizontal longitudinal pada perletakan)
Misalkan akiban pemuaian, penyusutan, gaya gempa :

$H_L = \mu \times (R_D + R_L)$
$= 0,15 \times (101,45 + 63,117)$
$= 24,685$ t

Beban H_L ini bekerja bila gaya aksi yang bekerja lebih besar dari H_L, bila kurang dari itu yang bekerja gaya reaksi sebesar gaya aksi percepatan gaya gempa bekerja pada titik pusat massa benda sehingga dibedakan gaya gempa pada titik pusat rangka batang dan abutmen.

11.5.2.5 Beban rem

Gaya rem (Tr) berdasarkan RSNI T – 02 – 2005 hal. 26 adalah 90 kN per lajur 2,75 m
Gaya yang terjadi :
Reaksi perletakan akibat pengereman (Rm) adalah

Rm $= 0,5 \times Tr$
$= 0,5 \times 294,5454$
$= 147,273$ kN
$= 14,7273$ t

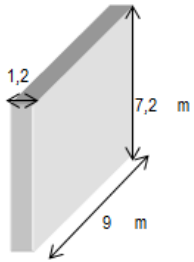
11.5.2.6 Beban gempa

- **Perhitungan koefisien dasar C**

Dimensi pilar ditaksir : 1,2 × 9 × 7,2 meter *(direncanakan tinggi pilar 7,2 m)*

Wtp $= Wtotal_{mati} + (0,5 \times Wpilar)$
$= (\text{Beban mati}) + (0,5 \times Wpilar)$

= (202,894) + (0,5 × 2400 × 1,2 × 9 × 7,2)
= 296,894 t
= 2962,06 kN



E_{beton} $= 4700\sqrt{fc'}$
$= 4700\sqrt{25}$
= 23500 Mpa
= 23500000 kPa

I_1 $= \frac{60\% \times b \times h^3}{12}$
$= \frac{60\% \times 9 \times 1{,}2^3}{12}$
$= 0{,}7776\ m^4$

I_2 $= \frac{60\% \times h \times b^3}{12}$
$= \frac{60\% \times 1{,}2 \times 9^3}{12}$
$= 43{,}74\ m^4$

a. Arah memanjang (BMS 2.4.7.1 (2.10))

$Kp = \frac{3 \times E \times I_1}{L^3}$

$= \frac{3 \times 23500000 \times 0{,}7776}{7{,}2^3}$

= 146875 kN/m

$T = 2\pi\sqrt{\frac{Wtp}{g \times Kp}}$

$= 2\pi\sqrt{\frac{2962{,}06}{9.81 \times 146875}}$

= 0,285 dt

Dengan nilai T = 0,285 dt, Zona gempa 4 dan tanah sedang, maka didapatkan nilai C = 0,15 *(RSNI T – 02 – 2005 gambar 14)*

b. Arah melintang (BMS 2.4.7.1 (2.10))

$$Kp = \frac{3 \times E \times I_2}{L^3}$$

$$= \frac{3 \times 23500000 \times 43{,}74}{7{,}2^3}$$

$$= 8261718{,}75 \text{ kN/m}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{Wtp}{g \times Kp}}$$

$$= 2\pi \sqrt{\frac{2962{,}06}{9.81 \times 8261718{,}75}}$$

$$= 0{,}038 \text{ dt}$$

Dengan nilai T = 0,038 dt, Zona gempa 4 dan tanah sedang, maka didapatkan nilai C = 0,15 *(RSNI T – 02 – 2005 gambar 14)*

- **Faktor tipe bangunan "S" (*RSNI T – 02 – 2005 tabel 33)***

Dianggap jembatan dengan daerah sendi beton bertulang atau baja, maka digunakan tipe jembatan A4

S = 1F ,

dimana :

F = 1.25 s/d 0.025 n

F ≥ 1

n = Jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral pada masing-masing bagian yang monolit dari jembatan (missal : bagian yang dipisahkan untuk expantion joint yang memberikan keleluasaan bergerak)

maka :

S = F

S = 1,00

- **Faktor kepentingan "I" (*RSNI T – 02 – 2005 tabel 32*)**

Digunakan "I" = 1,0. Dengan asumsi ada rute alternatif yang tersedia. Tidak termasuk jembatan yang direncanakan untuk pembebanan lalu lintas yang dikurangi.

- **Perhitungan gaya geser total bangunan atas**

Teq = Kh × I × Wt ; Dimana Kh = C × S

Keterangan : S = Faktor tipe bangunan
C = Koefisien dasar geser gempa
I = Faktor keutamaan
Wt = Berat total nominal bangunan
Teq = Gaya geser dasar untuk arah yang ditinjau

– **Gaya geser total arah memanjang**

Teq1 = C × S × I × Wtp
= 0,15 × 1 × 1 × 296,206
= 44,431 ton

$R_{(x)q}$ = 0,5 x Teq
= 22,215 ton

– **Gaya geser total arah melintang**

Teq2 = C × S × I × Wtp
= 0,15 × 1 × 1 × 296,206
= 44,431 ton

$F_{(y)q}$ = 0,5 x Teq
= 22,215 ton

- **Perhitungan gaya geser total bangunan bawah**

Berdasarkan BMS pasal 2.4.7.1 halaman 2 – 45 didapatkan :

Teq = Kh × I × Wpilar ; Dimana Kh = C × S

S = Faktor tipe bangunan

C = Koefisien dasar geser gempa

I = Faktor keutamaan

Wt = Berat pilar = (1 x 9 x 7,2) x 2,4 = 187 t

Teq = Gaya geser dasar untuk arah yang ditinjau

– **Gaya geser total arah Memanjang**

Teq = C × S × I × Wpilar
= 0,15 × 1 × 1 × 187
= 28 t

– **Gaya geser total arah Melintang**

Teq = C × S × I × Wt
= 0,15 × 1 × 1 × 187
= 28 t

11.5.2.7 Beban tekanan tanah akibat gempa

Direncanakan data – data tanah sebagai berikut ini :

- Sudut geser lapisan tanah ($\phi = 30^o$)
- Rencana sudut geser antara tanah dan tembok ($\delta = 20^o$)
- Sudut keruntuhan tanah ($\beta = 0^o$)
- Koefisien gempa (θ = arc. tg. Kh)
- Kemiringan permukaan urugan di belakang tembok (arah horizontal) ($\lambda = 30^o$)
- Koefisien percepatan horizontal (kh= 0,2)
- Koefisiean percepatan vertikal (kv= 0,1)
- Koefisien tekanan tanah aktif dinamik (Kag)

Perhitungan :

$$K_{ag} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \beta)}{\mu \,.\, \cos\theta \,.\, \cos^2\beta \,.\, \cos(\delta + \beta + \theta)}$$

θ $= \tan^{-1} kh$
$= \tan^{-1} \; 0,2$
$= 11,3^{o}$

$$\mu = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sin}(\phi+\delta).\text{Sin}(\phi-\theta-\alpha)}{\text{Cos}(\delta+\beta+\theta).\text{Cos}(\beta-\alpha)}} \right]^2$$

$$= \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sin}(30+15).\text{Sin}(30-11,3-0)}{\text{Cos}(15+0+11,3).\text{Cos}(0-0)}} \right]^2$$

$$= 1,253$$

Maka, nilai (Kag) adalah :

$$K_{ag} = \frac{\text{Cos}^2(\varphi-\theta-\beta)}{\mu.\text{Cos}\,\theta.\text{Cos}^2\beta.\text{Cos}(\delta+\beta+\theta)}$$

$$= \frac{\text{Cos}^2(30-11,3-0)}{1,253.\text{Cos}\,11,3.\text{Cos}^2 0.\text{Cos}(15+0+11,3)}$$

$$= 0,815$$

W_{tanah} $= 0,5 \times \gamma \times H^2 \times (1 - kv) \times K_{ag}$
$= 0,5 \times 1,8 \times 7,2^2 \times (1 - 0,1) \times 0,815$
$= 34,22$ t

q $= 2$ t/m^2

ql $= 2 \times 4,157$
$= 8,314$ t/m

T_{ag} $= K_{ag} \times (W_{tanah + q}) \times l$
$= 0,815 \times (34,22 + 8,083) \times 9$
$= 310,3$ t

Wt $=$ luas x L x γ
$= (0,5 \times 7,2 \times 4,157) \times 1,8$
$= 26,94$ t/m

11.6 Perehitungan Gaya Tekan Tanah

Gaya tekan tanh terdiri dalam dua bagian. Antara lain Tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif. Berikut ini adalah asumsi data tanah urug dan tanah dasar yang dipakai:

- **Tanah urug :**

γ_{tanah} = 1,85 t/m^3 γ = 1,2 t/m^3
γ_{sat} = 2,2 t/m^3 ϕ = 30°
γ_w = 1 t/m^3 c = 0 Kpa

Ka = tg^2 (45 – ϕ /2)
= tg^2 (45 – 30 /2)
= 0,333

σv' = γ x z

σha = Ka x σv' – 2c $\sqrt{ka}$
(untuk c = 0, maka → σha = Ka x σv')

q = beban lalu lintas yang bekerja diatas tanah urug diasumsikan sebesar 20 KPa

- **Tanah dasar :**

γ_{tanah} = 1,617 t/m^3 γ = 1,004 t/m^3
γ_{sat} = 2,004 t/m^3 ϕ = 0°
γ_w = 1 t/m^3 c = 9 Kpa

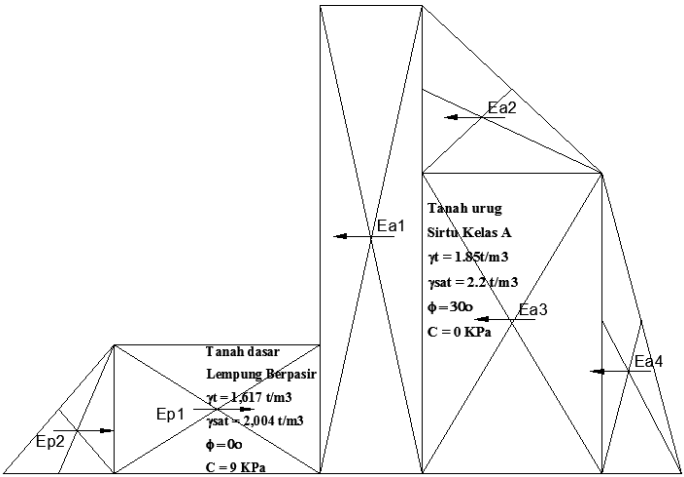
Berikut pada tabel 11.3 adalah perhitungan besarnya gaya akibat beban tanah :

Tabel 11.3 Gaya tekan tanah yang bekerja pada abutmen

No	Φ	H	sv'	Ka	Kp	c (KPa)	sha (KPa)	shp (KPa)
1	30	0	20,00	0,333	3,000	0	6,67	-
2	30	2,55	24,72	0,333	3,000	0	8,24	-

3	30	5,45	36,71	0,333	3,000	0	12,24	-
4	0	0	0	1	1	9	-	18
5	0	1,95	1,96	1	1	9	-	19,96

Perhitungan gaya tekan tanah dapat dihitung dengan melihat diagram gaya tekan tanah pada gambar 11.3 di bawah ini :



Gambar 11.3 Diagram tekanan pada abutmen

11.6.1 Perhitungan gaya tekanan tanah aktif

Dari gambar diatas maka bisa didapatkan gaya tekan aktif sebagai berikut :

Ea = σha x h

Ea_1 = 0,67 x 8 = 5,33 t/m'

Ea_2 = 0,5 x 0,16 x 1,95 = 0,15 t/m'

Ea_3 = 0,16 x 5,45 = 0,86 t/m'

Ea_4 = 0,5 x 0,4 x 5,45 = 1,09 t/m' +

ΣEa = 7,43 t/m' x lebar pilar

= 7,43 t/m' x 9 m

= 66,895 t

11.6.2 Perhitungan gaya tekanan tanah pasif

Dari gambar diatas maka bisa didapatkan gaya tekan pasif sebagai berikut :

Ep = σhp x h

Ep_1 = 1,8 x 1,95 = 3,51 t/m'

Ep_2 = 0,5 x 1,96 x 1,95 = 1,91 t/m' +

ΣEa = 5,42 t/m' x lebar pilar

= 5,42 t/m' x 9 m

= 48,77 t

11.6.3 Perhitungan gaya akibat tekanan tanah

Maka, gaya tanah yang terjadi

= ΣEa – ΣEp

= 66,895 – 48,77

= 18,125 t

Letak resultan gaya tekanan tanah :

$$Z = \frac{Ea1\ x\ 3{,}6 + Ea2\ x\ 5{,}5 + Ea3\ x\ 2{,}325 + Ea4\ x\ 1{,}55}{\Sigma Ea}$$

$$= \frac{5{,}33\ x\ 3{,}6 + 0{,}15\ x\ 5{,}5 + 0{,}857\ x\ 2{,}325 + 1{,}089\ x\ 1{,}55}{7{,}43}$$

= 3,192 m

Momen Pada titik 0 (tegangan aktif)

ΣMa = Σ (Ea_1 x y_1) x (t_{pilar})

= {(Ea_1 x 0,5 x H) + (Ea_2 x (h_2 + h_1/3)) + (Ea_3 x 0,5 x h_2) + (Ea_4 x h_2/3)} x (t_{pilar})

= {(5,33 x 0,5 x 8) + (0,15 x 6,1) + (0,857 x 2,725) + (0,7261 x 1,483)} x (t_{pilar})

= 26,582 tm/m' x 9 m

= 239,242 tm

= 2392420797 Nmm

ΣMp = Σ (Ep_1 x y_1) x (t_{pilar})

= {(Ep_1 x 0,5 x H) + (Ep_2 x H/3)} x (t_{pilar})

= {(3,51 x 0,975) + (1,91 x 0,65)} x (t_{pilar})
= 4,663 tm/m' x 9 m
= 41,967 tm
= 419670518 Nmm

Maka, momen akibat tanah yang terjadi :
= ΣMa – ΣMp
= 239,242 – 41,967
= 197,725 t.m

11.7 Perencanaan pondasi

Pada perencanaan jembatan rangka batang ini, pondasi yang dipilih adalah menggunakan pondasi dalam. Karena besarnya beban diatasnya dan terdapat beban lalu lintas yang bekerja. Pondasi yang dipilih adalah menggunakan abutmen dan tiang pancang.

11.7.1 Perencanaan Abutmen

11.7.1.1 Perhitungan Tebal Dinding Abutmen

- **Berdasarkan tulangan utama**

ρ_{min} $= \frac{1,4}{fy}$

$= \frac{1,4}{390} = 0,0036$

Tebal dinding = 120 cm
Mu = 26,58 tm/m'
Mu' = 26,58 x 1,2
= 31,9 tm/m'

Diameter tulangan = 25 mm
Diameter sengkang = 12 mm
Selimut beton = 6 cm
b = 1000 mm (diambil per meter)

maka,

dx = t – selimut beton – 0,5 ∅tulangan utama - ∅sengkang

= 120 – 6 – (0,5 x 2,5) – 1,2

= 111,55 cm

= 115,5 mm

Rn $= \frac{Mu'}{\phi x\ b\ x\ dx^2} = \frac{1972750279,38\ Nmm}{0,85\ x\ 1000\ x\ 1115,5^2} = 1,865$

m $= \frac{fy}{0,85\ x\ f'c} = \frac{390}{0,85\ x\ 25} = 18,353$

ρ_{perlu} $= \frac{1}{m}\ (1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ m\ x\ Rn}{fy}})$

$= \frac{1}{18,353}\ (1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ 18,353\ x\ 1,865}{390}})$

= 0,005013

Karena $\rho_{perlu} < \rho_{min}$

0,005 < 0,0036

Jadi digunakan ρ_{perlu} = 0,005013

Digunakan tebal dinding abutmen sebesar 1,2 m

$As_{tulangan}$ = 491,07 mm^2

As_{perlu} = ρ_{perlu} x b x dx

= 0,005013 x 1000 x 1115,5

= 5592 mm^2

Jadi digunakan tulangan

∅ 25 – 80 mm → (As = 6136 mm^2)

- **Berdasarkan tulangan geser**

L = 800 cm

V $= \frac{M}{h\ abutment\ \ - t\ pelat\ \ abutmen}$

$= \frac{2392421}{7,95-1,2}$

$= 354538$

Nu = 36000 N

Vu = 354538 N

Direncanakan data – data sebagai berikut ini :

$t_{abutmen}$ = 1200 mm = 1,2 m

Asumsi tulangan sengkang = 10 mm

Asumsi tulangan utama = 22 mm

Selimut beton = 60 mm

maka,

d = $t_{abutmen}$ – selimut beton – 0,5 ∅tulangan utama - ∅sengkang

= 1200 – 60 – (0,5 x 22) – 10

= 1119 mm

ϕVc $= \phi \frac{1}{6}\sqrt{f'c}\ x\ t\ abutmen\ x\ d\ x\ (1 + \frac{Nu}{14\ x\ As})$

(SNI 3.4.3.1 – 2)

Dimana,

As = $t_{abutmen}$ x panjang abutmen

As = 1200 x 9000

As = 10800000 mm^2

ϕ = 0,6 (SNI 3.2.3.2 – 3 halaman 15)

Maka,

ϕVc $= 0,6\ \frac{1}{6}\sqrt{25}\ x\ 1200\ x\ 1119\ x\ (1 + \frac{36000}{14\ x\ 10800000})$

= 671560 N

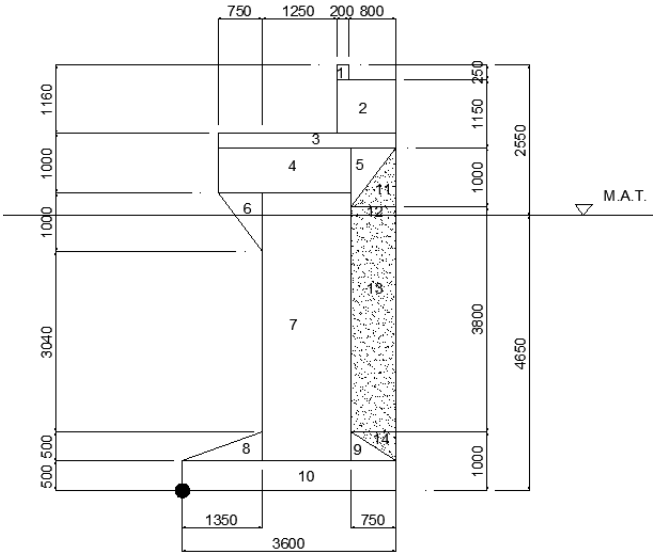
0,5 x ϕVc = 335790 N

0,5 x ϕVc ≥ Vu (ACI – 11.5.5.1)
335780 N ≥ 315145 N

maka, tidak perlu tulangan geser karena 0,5 x ϕVc ≥ Vu
Jadi dinding abutmen yang digunakan sebesar 1,20 meter

11.7.1.2 Perhitungan luasan dan titik berat abutmen

Abutmen atau pilar didesain sesuai dengan kebutuhan dari besarnya beban yang diterima diatasnya. Pada perencanaan abutmen jembatan rangka batang cisudajaya ini menggunakan dimensi 1,2 x 7,2 x 8 (meter). berikut gambar 11.4 adalah detail dimensi beserta penomoran dan titik berat abutmen yang akan dipakai pada jembatan tersebut :



Gambar 11.4 Pembagian luasan pada abutmen

Absis Titik berat Abutment :

1	=	270	cm	=	2,700	m
2	=	310	cm	=	3,100	m
3	=	210	cm	=	2,100	m
4	=	172,50	cm	=	1,725	m
5	=	310	cm	=	3,100	m
6	=	110	cm	=	1,100	m
7	=	210	cm	=	2,100	m
8	=	90	cm	=	0,900	m
9	=	310	cm	=	3,100	m
10	=	180,0	cm	=	1,800	m

Absis Titik berat tanah urug terhadap absis titik guling Abutment :

11	=	335,0	cm	=	3,350	m
12	=	322,5	cm	=	3,225	m
13	=	322,5	cm	=	3,225	m
14	=	335,0	cm	=	3,350	m

Ordinat Titik berat Abutment :

1	=	707,5	cm	=	7,075	M
2	=	649,5	cm	=	6,495	m
3	=	708	cm	=	7,080	m
4	=	682	cm	=	6,820	m
5	=	546,67	cm	=	5,467	m
6	=	470,67	cm	=	4,707	m
7	=	277	cm	=	2,770	m
8	=	66,67	cm	=	0,667	m
9	=	66,67	cm	=	0,667	m

10 = 25 cm = 0,250 m

Luas Abutment :								**Luas x**		**Ordinat**			
$Luas_1$	=	0,20	x	0,250	=	0,05	m^2	x	7,075	m	=	0,354	m^3
$Luas_2$	=	1,000	x	0,910	=	0,91	m^2	x	6,495	m	=	5,91	m^3
$Luas_3$	=	3,000	x	0,240	=	0,72	m^2	x	7,080	m	=	5,098	m^3
$Luas_4$	=	2,25	x	0,760	=	1,71	m^2	x	6,820	m	=	11,66	m^3
$Luas_5$	=	0,75	x	1,000 x 0,5	=	0,38	m^2	x	5,467	m	=	2,05	m^3
$Luas_6$	=	0,75	x	1,000 x 0,5	=	0,38	m^2	x	4,707	m	=	1,765	m^3
$Luas_7$	=	1,50	x	4,540	=	6,81	m^2	x	2,770	m	=	18,86	m^3
$Luas_8$	=	1,35	x	0,500 x 0,5	=	0,34	m^2	x	0,667	m	=	0,225	m^3
$Luas_9$	=	0,75	x	0,500 x 0,5	=	0,19	m^2	x	0,667	m	=	0,125	m^3
$Luas_{10}$	=	3,60	x	0,500	=	1,80	m^2	x	0,250	m	=	0,45	m^3
				Σ Luas	=	13,28	m^2				=	**46,50**	**m^3**

Dari hasil perhitungan diatas, maka didapatkan titik berat abutmen sebagai berikut :

$$Y = \frac{\Sigma(luas\ x\ absis)}{\Sigma luas}$$

$$= \frac{46,50}{13,28}$$

= 3,5030 meter (dihitung dari bawah atau titik O)

Luas Abutment :									**Luas x**	**Absis**			
$Luas_1$	=	0,20	x	0,250	=	0,05	m^2	x	2,700	m	=	0,135	m^3
$Luas_2$	=	1,00	x	0,910	=	0,91	m^2	x	3,100	m	=	2,821	m^3

$Luas_3$	=	3,00	x	0,240		=	0,72	m^2	x	2,100	m	=	1,512	m^3
$Luas_4$	=	2,25	x	0,760		=	1,71	m^2	x	1,725	m	=	2,95	m^3
$Luas_5$	=	0,75	x	1,000 x	0,5	=	0,38	m^2	x	3,100	m	=	1,163	m^3
$Luas_6$	=	0,75	x	1,000 x	0,5	=	0,38	m^2	x	1,100	m	=	0,413	m^3
$Luas_7$	=	1,50	x	4,540		=	6,81	m^2	x	2,100	m	=	14,3	m^3
$Luas_8$	=	1,35	x	0,500 x	0,5	=	0,34	m^2	x	0,900	m	=	0,304	m^3
$Luas_9$	=	0,75	x	0,500 x	0,5	=	0,19	m^2	x	3,100	m	=	0,581	m^3
$Luas_{10}$	=	3,60	X	0,500		=	1,80	m^2	x	1,800	m	=	3,24	m^3
				Σ Luas		=	13,28	m^2				=	**27,42**	$\mathbf{m^3}$

$$X = \frac{\Sigma(luas\ x\ absis)}{\Sigma luas}$$

$$= \frac{27{,}42}{13{,}28}$$

= 2,0654 meter (dihitung dari kiri atau titik O)

11.7.1.3 Perhitungan kontrol guling abutmen

Kontrol guling abutmen perlu dihitung. Pada gambar desain abutmen diatas, kontrol guling dilakukan terhadap pusatnya di titik O. berikut ini perhitungan kontrol guling dari abutmen akan dijelaskan pada tabel 11.4 :

Tabel 11.4 Berat abutmen total

W_1	=	vol	γ beton	=	0,200	0,250	2,40		ton.m / m'	=	0,12	x	2,700	m	=	0,324	ton.m / m'
W_2	=	vol	γ beton	=	1,000	0,910	2,40		ton.m / m'	=	2,18	x	3,100	m	=	6,7704	ton.m / m'
W_3	=	vol	γ beton	=	3,000	0,240	2,40		ton.m / m'	=	1,73	x	2,100	m	=	3,6288	ton.m / m'
W_4	=	vol	γ beton	=	2,250	0,760	2,40		ton.m / m'	=	4,10	x	1,725	m	=	7,0794	ton.m / m'
W_5	=	vol	γ beton	=	0,750	1,000	2,40	0,5	ton.m / m'	=	0,90	x	3,100	m	=	2,79	ton.m / m'
W_6	=	vol	γ beton	=	0,750	1,000	2,40	0,5	ton.m / m'	=	0,90	x	1,100	m	=	0,99	ton.m / m'
W_7	=	vol	γ beton	=	1,500	4,540	2,40		ton.m / m'	=	16,34	x	2,100	m	=	34,322	ton.m / m'
W_8	=	vol	γ beton	=	1,350	0,500	2,40	0,5	ton.m / m'	=	0,81	x	0,900	m	=	0,729	ton.m / m'
W_9	=	vol	γ beton	=	0,750	0,500	2,40	0,5	ton.m / m'	=	0,45	x	3,100	m	=	1,395	ton.m / m'
W_{10}	=	vol	γ beton	=	3,600	0,500	2,40		ton.m / m'	=	4,32	x	1,800	m	=	7,776	ton.m / m'
W_{11}	=	vol	γ beton	=	0,750	1,000	1,85	0,5	ton.m / m'	=	0,69	x	3,350	m	=	2,3241	ton.m / m'
W_{12}	=	vol	γ pasir	=	0,750	0,150	1,85		ton.m / m'	=	0,21	x	3,225	m	=	0,6712	ton.m / m'
W_{13}	=	vol	γ pasir	=	0,750	3,650	2,20		ton.m / m'	=	6,02	x	3,225	m	=	19,423	ton.m / m'
W_{14}	=	vol	γ pasir	=	0,750	1,000	2,20	0,5	ton.m / m'	=	0,83	x	3,350	m	=	2,7638	ton.m / m'

Σ Wi.xi = 88,223 ton.m/m'

Dari perhitungan diatas didapatkan :

Σmomen penahan = Σ Wi . xi × $Tabutmen$
= 88,223 ton.m/m' x 9 m
= 794,01 ton.m

Σmomen guling = M aktif – M pasif
= 1972750279,375
= 197,275 ton.m/m'

Σberat abutmen = Σ Wi × $Tabutmen$
= 39,61 ton.m/m' x 9 m
= 356,49 ton.m

Maka, kontrol guling abutmen adlah :

SF $= \frac{\Sigma \text{momen penahan}}{\Sigma \text{momen guling}}$ > 1,5

$= \frac{794,01}{197,275}$ > 1,5

= 4,02 > 1,5 **(OK!) Tidak Guling**

11.7.1.4 Perhitungan kontrol ketahanan abutmen

Pada perhitungan pembebanan sebelumnya, didapatkan besarnya gaya – gaya yang bekerja pada abutmen. berikut ini adalah kombinasi pembebeanan yang bekerja pada abutmen :

Tabel 11.5 kombinasi beban yang bekerja pada abutmen

Beban	V	Hy	Hx	lengan	My	Mx
	(ton)	(ton)	(ton)	(m)	(ton m)	(ton m)
M	457,93	-	-	-	-794,01	-
H	63,12	-	-	-	-	-
Ta	-	18,13	-	-	197,28	-
Gg	-	24,68	-	6,29	155,22	-
Rem	-	14,73	-	6,29	92,61	-
A	-	-	1,64	6,29	-	10,31
Hgba	-	22,22	22,22	6,29	139,69	139,69
Hgbb	-	27,99	27,99	3,50	98,06	98,06
Tag	-	308	-	3,19	983,07	-

Keterangan :

M : Beban mati
H : Beban hidup
Ta : Tekanan tanah
Gg : Gaya gesek
Rem : Gaya rem pada bangunan atas
A : beban angin
Hgba : gaya gempa pada bangunan atas
Hgb : gaya gempa pada bangunan bawah
Tag : Tekanan tanah akibat gempa

- **Kombinasi I**

kombinasi I = Beban mati + Beban hidup + tekanan tanah

Tabel 11.6 kombinasi 1 beban yang bekerja pada abutmen

Beban		Gaya (ton)			Momen	
		V	Hy	Hx	My	Mx
Beban mati	M	457,93	0	0	-794,01	0,00
Beban hidup	H	63,1165	0	0	0,00	0,00
Tekanan tanah	Ta	0	18,125	0	197,28	0,00
Beban Kombinasi		521,05	18,125	0	-596,73	0

Arah Y :

$$\sigma = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{\Sigma M}{W}$$

$$= \frac{521,05}{39,6} \pm \frac{-596,7}{23,76}$$

$$= 13,158 \pm (-25,11)$$

maka,

σ_{min} = - 11,96 t/m^2

σ_{maks} = 38,273 t/m^2

Arah X :

$$\sigma = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{\Sigma M}{W}$$

$$= \frac{521}{39,6} \pm \frac{0}{23,76}$$

$$= 13 \pm (0)$$

maka,

σ_{min} = 13,158 t/m^2

σ_{maks} = 13,158 t/m^2

- **Kombinasi II**

kombinasi II = Beban mati + Beban hidup + Tekanan tanah + Gaya rem + Beban Angin

Tabel 11.7 kombinasi 2 beban yang bekerja pada abutmen

Beban		Gaya (ton)			Momen	
		V	Hy	Hx	My	Mx
Beban mati	M	457,93	0	0	-794,01	0,00
Beban hidup	H	63,1165	0	0	0,00	0,00
Tekanan tanah	Ta	0	18,13	0	197,28	0,00
gaya rem	Rem	0,00	14,73	0,00	155,22	0,00
Beban Angin	A	0,00	0,00	1,64	0,00	10,31
Beban Kombinasi		521,05	32,85	1,64	-441,51	10,31

Arah Y :

$\sigma = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{\Sigma M}{W}$

$= \frac{521,05}{39,6} \pm \frac{-441,5}{23,76}$

$= 13,158 \pm (-18,58)$

maka,

$\sigma_{min} = -5,424\ t/m^2$

$\sigma_{maks} = 31,74\ t/m^2$

Arah X :

$\sigma = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{\Sigma M}{W}$

$= \frac{521,05}{39,6} \pm \frac{10,3088}{23,76}$

$= 13,158 \pm (0,43)$

maka,

$\sigma_{min} = 12,724\ t/m^2$

$\sigma_{maks} = 13,592\ t/m^2$

- **Kombinasi III**

kombinasi III = Beban mati + Beban hidup + Tekanan tanah + Gaya rem + Beban Angin + Gaya gesek

Tabel 11.8 kombinasi 3 beban yang bekerja pada abutmen

Beban		Gaya (ton)			Momen	
		V	Hy	Hx	My	Mx
Beban mati	M	457,93	0	0	-794,01	0
Beban hidup	H	63,1165	0	0	0	0
Tekanan tanah	Ta	0	18,125	0	197,275	0
gaya rem	Rem	0	14,7273	0	155,2163	0
Beban Angin	A	0	0	1,6394	0	10,309
gaya Gesek	Gg	0	24,6845	0	155,22	-
Beban Kombinasi		521,05	57,537	1,6394	-286,3	10,309

Arah Y :

$\sigma = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{\Sigma M}{W}$

$= \frac{521,95}{39,6} \pm \frac{-286,3}{23,76}$

$= 13,158 \pm (-12,05)$

maka,

$\sigma_{min} = 1,1082\ t/m^2$

$\sigma_{min} = 25,207\ t/m^2$

Arah X :

$\sigma = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{\Sigma M}{W}$

$= \frac{521}{39,6} \pm \frac{10,3088}{23,76}$

$= 13,158 \pm (0,43)$

maka,

$\sigma_{min} = 12,724\ t/m^2$

$\sigma_{maks} = 13,592\ t/m^2$

- **Kombinasi IV**

kombinasi IV = Beban mati + Beban hidup + Tekanan tanah + Gaya rem + Beban Angin + Gaya gesek

Tabel 11.9 kombinasi 4 beban yang bekerja pada abutmen

Beban		Gaya (ton)			Momen	
		V	Hy	Hx	My	Mx
Beban mati	M	457,93	0	0	-794,01	0
Beban hidup	H	63,1165	0	0	0	0
Tekanan tanah	Ta	0	18,125	0	197,275	0
gaya rem	Rem	0	14,7273	0	155,2163	0
Beban Angin	A	0	0	1,6394	0	10,309
gaya Gesek	Gg	0	24,6845	0	155,22	-
Beban Kombinasi		521,05	57,54	1,6394	-286,3	10,309

Arah Y :

$$\sigma = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{\Sigma M}{W}$$

$$= \frac{521,05}{39,6} \pm \frac{-286,3}{23,76}$$

$$= 13,158 \pm (-12,05)$$

maka,

σ_{min} = 1,1082 t/m^2

σ_{maks} = 25,207 t/m^2

Arah X :

$$\sigma = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{\Sigma M}{W}$$

$$= \frac{521,05}{39,6} \pm \frac{10,3088}{23,76}$$

$$= 13,158 \pm (0,434)$$

maka,

σ_{min} = 12,724 t/m^2

σ_{maks} = 13,592 t/m^2

- **Kombinasi V**

kombinasi V = Beban mati + Beban gempa + Tekanan tanah akibat gempa

Tabel 11.10 kombinasi 5 beban yang bekerja pada abutmen

Beban		Gaya (ton)			Momen	
		V	Hy	Hx	My	Mx
Beban mati	M	457,93	0	0	-794,01	0
beban Gempa	Hgba	0	22,215	22,22	139,69	139,69
	Hgbb	0	27,994	28	98,06	98,06
Tekanan Tanah akibat gempa	Tag	0	308	0	983,07	-
Beban Kombinasi		457,93	358,21	50,22	426,822	237,753

Arah Y :

$$\sigma = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{\Sigma M}{W}$$

$$= \frac{457,93}{39,6} \pm \frac{426,8}{23,76}$$

$$= 11,564 \pm (17,96)$$

maka,

σ_{min} = - 6,4 t/m^2

σ_{maks} = 29,528 t/m^2

Arah X :

$$\sigma = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{\Sigma M}{W}$$

$$= \frac{457,93}{39,6} \pm \frac{238}{23,76}$$

$$= 11,564 \pm 10$$

maka,

σ_{min} = 1,5575 t/m^2

σ_{maks} = 21,57 t/m^2

Dari perhitungan kombinasi pembebanan pada abutmen diatas, didapatkan besarnya tegangan yang diijinkan untuk stabilitas abutmen. berikut pad tabel a.a adalah tabel perbandingan yang terjadi antara tegangan tanah yang diijinkan dengan tegangan tanah yang ada di lapangan

Tabel 11.11 Rekap hasil pembebanan kombinasi pada abutmen

Kombinasi	% Kenaikan	σ maks Lap.	σ ijin	σ ijin x %kenaikan	Ket
I	100%	38,273	11,813	11,813	Tidak Oke
II	125%	31,74	11,813	14,76625	Tidak Oke
III	125%	25,2	11,813	14,76625	Tidak Oke

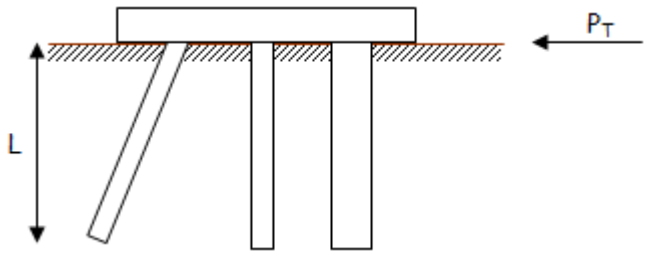
IV	140%	25,2	11,813	16,5382	Tidak Oke
V	150%	29,53	11,813	17,7195	Tidak Oke

Bisa dilhat dari tabel diatas, karena σ_{ijin} lebih kecil dari σ maksimal di lapangan. Maka pondasi abutmen saja tidak cukup. harus digunakan Tiang Pancang pada pondasi dalam jembatan rangka batang cisudajaya.

11.7.2 Perencanaan Tiang Pancang

- **Menentukan jenis tiang pancang**

Tiang pancang pada jembatan rangka batang ini digunakan tipe tiang dengan poer kaku menempel di atas permukaan tanah. berikut ini adalah gambar 11.5 tipe tiang yang akan digunakan :



Gambar 11.5 Titik jepit tiang pancang

- **Menghitung faktor kekakuan relatif**

Faktor kekakuan relatif pada tiang pancang diberikan menggunakan rumus berikut ini :

$$T = \sqrt[5]{\frac{E \times I}{f}}$$

Keterangan :

T = Faktor kekakuan relatif
E = Modulus elastisitas tiang pancang
I = Momen inersia penapang tiang pancang
f = Koefisien variasi

Diasumsikan menggunakan tiang pancang dengan diameter 60 cm.

$I = \frac{1}{4} \times \pi \times r^4$

$= \frac{1}{4} \times \pi \times 30^4$

$= 636173\ cm^4$

$E = 4700 \sqrt{f'c}$

$= 4700 \sqrt{25}$

= 23500 Mpa

= 235000 kg/cm^2

Jenis tanah : stiff to very stiff (qu = 0,25)

dengan grafik f for fine grained soils, maka didapatkan nilai f :

f = 112,5 ton/ft^3

= 112,5 x 0,032 kg/cm^2

= 3,6 kg/cm^3

$T = \sqrt[5]{\frac{E \times I}{f}}$

$= \sqrt[5]{\frac{235000 \times 636173}{3,6}}$

= 132,94 cm

Z = 4 x T

= 4 x 132,94

= 531,78 cm

11.7.2.1 Daya dukung tanah

Perhitungan daya dukung tanah untuk pondasi tiang pancang pada pondasi jembatan rangka batang menggunakan metode Luciano Decourt. Dalam hal ini perhitungan akan disajikan dalam bentuk tabel. Dengan mencoba 3 buah tiang pancang, masing – masing menggunakan diameter 40 cm, diameter 60 cm, dan diameter 80 cm.

- Diameter 40 cm :

$D_{tiang\ pancang}$ = 40 cm
Ap = 0,1257 m^2
K = 1,2571 m

Tabel 11.12 Daya dukung tiang pancang diameter 40 cm

Kedalaman (m)	Jenis Tanah	Jumlah N	Np	N Koreksi	Ns	α	β	K (ton/m2)	qp	Qp	qs	Qs	Ql	Ql ijin
2	Lempung berpasir	0	0	3	3	1	1	22	0	0,00	2	5,03	5,03	1,68
3,5	Lempung berpasir	0	5,5	3	3	1	1	22	121	15,21	2	8,80	24,01	8,00
5	Lempung berpasir	11	14	11	5,67	1	1	22	308	38,72	2,89	18,16	56,88	18,96
6,5	Lempung berpasir	17	23,5	17	8,5	1	1	22	517	64,99	3,83	31,32	96,32	32,11
8	Lempung berpasir	19	26	19	10,60	1	1	22	572	71,91	4,53	45,59	117,50	39,17
9,5	Lempung berpasir	16	28,5	16	11,50	1	1	22	627	78,82	4,83	57,72	136,55	45,52
11	Lempung berpasir	22	36	22	13	1	1	22	792	99,57	5,33	73,75	173,32	57,77
12,5	Lempung berpasir	34	38,5	34	15,63	1	1	22	847	106,48	6,21	97,56	204,04	68,01
14	Lempung berpasir	21	36	21	16,22	1	1	22	792	99,57	6,41	112,77	212,34	70,78
15,5	Lempung berpasir	17	27	17	16,3	1	1	22	594	74,67	6,43	125,36	200,03	66,68
17	Lempung berpasir	16	23,5	16	16,27	1	1	22	517	64,99	6,42	137,30	202,29	67,43
18,5	Lempung berpasir	14	24,5	14	16,08	1	1	22	539	67,76	6,36	147,94	215,70	71,90
20	Lempung berpasir	19	26,5	19	16,31	1	1	22	583	73,29	6,44	161,82	235,11	78,37
21,5	Lempung berpasir	20	29,5	20	16,57	1	1	22	649	81,59	6,52	176,33	257,92	85,97
23	Lempung berpasir	20	28	20	16,80	1	1	22	616	77,44	6,6	190,83	268,27	89,42
24,5	Lempung	16	29,5	16	16,75	1	1	12	354	44,50	6,58	202,77	247,27	82,42
26	Lempung	23	29,5	23	17,12	1	1	12	354	44,50	6,71	219,19	263,69	87,90
27,5	Lempung	20	33	20	17,28	1	1	12	396	49,78	6,76	233,68	283,46	94,49
29	Lempung	23	36,5	23	17,58	1	1	12	438	55,06	6,86	250,08	305,15	101,72
30	Lempung	30	26,5	30	18,20	1	1	12	318	39,98	7,07	266,51	306,49	102,16

$D_{tiang\ pancang}$ = 60 cm
Ap = 0,283 m^2
K = 1,886 m

Tabel 11.13 Daya dukung tiang pancang diameter 60 cm

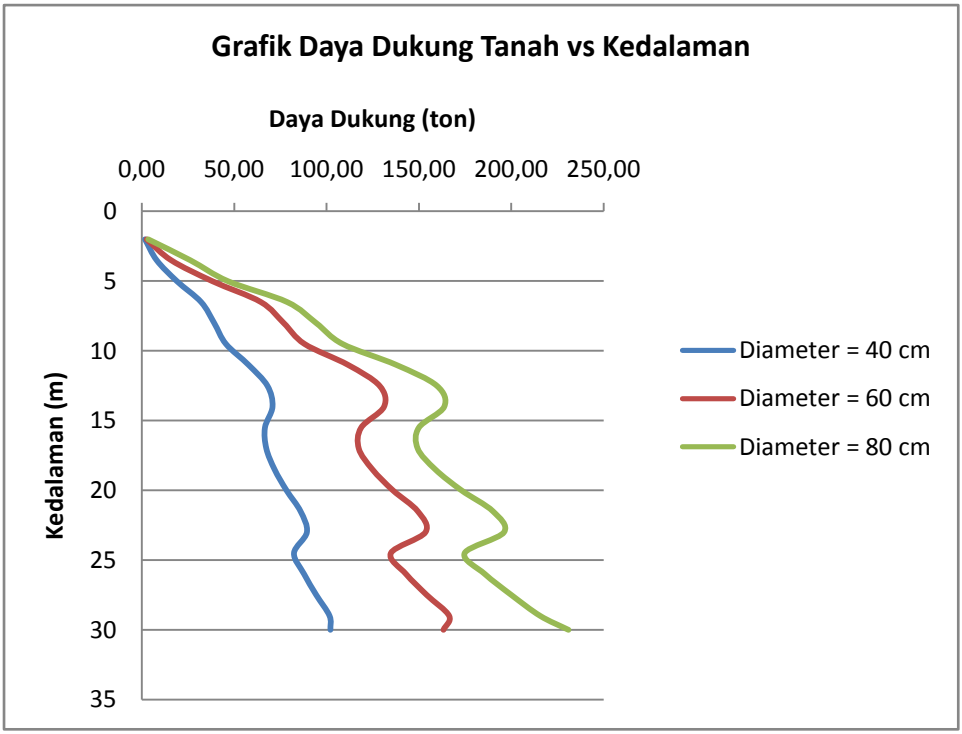
Kedalaman (m)	Jenis Tanah	Jumlah N	Np	N Koreksi (3≤N≤50)	Ns	α	β	K (ton/m2)	qp	Qp	qs	Qs	Ql	Ql ijin
2	Lempung berpasir	0	0	3	3	1	1	22	0	0,00	2	7,54	7,54	2,51
3,5	Lempung berpasir	0	5,5	3	3	1	1	22	121	34,23	2	13,20	47,43	15,81
5	Lempung berpasir	11	14	11	5,67	1	1	22	308	87,12	2,89	27,24	114,36	38,12
6,5	Lempung berpasir	17	23,5	17	8,5	1	1	22	517	146,24	3,83	46,99	193,22	64,41
8	Lempung berpasir	19	26	19	10,60	1	1	22	572	161,79	4,53	68,39	230,18	76,73
9,5	Lempung berpasir	16	28,5	16	11,50	1	1	22	627	177,35	4,83	86,59	263,94	87,98
11	Lempung berpasir	22	36	22	13	1	1	22	792	224,02	5,33	110,63	334,65	111,55
12,5	Lempung berpasir	34	38,5	34	15,63	1	1	22	847	239,58	6,21	146,34	385,92	128,64
14	Lempung berpasir	21	36	21	16,22	1	1	22	792	224,02	6,41	169,16	393,18	131,06
15,5	Lempung berpasir	17	27	17	16,3	1	1	22	594	168,02	6,43	188,04	356,05	118,68
17	Lempung berpasir	16	23,5	16	16,27	1	1	22	517	146,24	6,42	205,94	352,18	117,39
18,5	Lempung berpasir	14	24,5	14	16,08	1	1	22	539	152,46	6,36	221,91	374,37	124,79
20	Lempung berpasir	19	26,5	19	16,31	1	1	22	583	164,91	6,44	242,73	407,63	135,88
21,5	Lempung berpasir	20	29,5	20	16,57	1	1	22	649	183,57	6,52	264,49	448,07	149,36
23	Lempung berpasir	20	28	20	16,80	1	1	22	616	174,24	6,6	286,25	460,49	153,50
24,5	Lempung	16	29,5	16	16,75	1	1	12	354	100,13	6,58	304,15	404,28	134,76
26	Lempung	23	29,5	23	17,12	1	1	12	354	100,13	6,71	328,78	428,91	142,97
27,5	Lempung	20	33	20	17,28	1	1	12	396	112,01	6,76	350,52	462,53	154,18
29	Lempung	23	36,5	23	17,58	1	1	12	438	123,89	6,86	375,12	499,02	166,34
30	Lempung	30	26,5	30	18,20	1	1	12	318	89,95	7,07	399,77	489,72	163,24

$D_{tiang\ pancang}$ = 80 cm
Ap = 0,5029 m^2
K = 2,5143 m

Tabel 11.14 Daya dukung tiang pancang diameter 80 cm

Kedalaman (m)	Jenis Tanah	Jumlah N	Np	N Koreksi (3≤N≤50)	Ns	α	β	K (ton/m2)	qp	Qp	qs	Qs	Ql	Ql ijin
2	Lempung berpasir	0	0	3	3	1	1	22	0	0,00	2	10,06	10,06	3,35
3,5	Lempung berpasir	0	5,5	3	3	1	1	22	121	60,85	2	17,60	78,45	26,15
5	Lempung berpasir	11	9,333	11	5,67	1	1	22	205	103,25	2,889	36,32	139,57	46,52
6,5	Lempung berpasir	17	15,67	17	8,5	1	1	22	345	173,32	3,833	62,65	235,97	78,66
8	Lempung berpasir	19	17,33	19	10,60	1	1	22	381	191,76	4,533	91,18	282,94	94,31
9,5	Lempung berpasir	16	19	16	11,50	1	1	22	418	210,19	4,833	115,45	325,64	108,55
11	Lempung berpasir	22	24	22	13	1	1	22	528	265,51	5,333	147,50	413,01	137,67
12,5	Lempung berpasir	34	25,67	34	15,63	1	1	22	565	283,95	6,208	195,12	479,07	159,69
14	Lempung berpasir	21	24	21	16,22	1	1	22	528	265,51	6,407	225,54	491,05	163,68
15,5	Lempung berpasir	17	18	17	16,3	1	1	22	396	199,13	6,433	250,72	449,85	149,95
17	Lempung berpasir	16	15,67	16	16,27	1	1	22	345	173,32	6,424	274,59	447,91	149,30
18,5	Lempung berpasir	14	16,33	14	16,08	1	1	22	359	180,69	6,361	295,88	476,58	158,86
20	Lempung berpasir	19	17,67	19	16,31	1	1	22	389	195,44	6,436	323,63	519,08	173,03
21,5	Lempung berpasir	20	19,67	20	16,57	1	1	22	433	217,57	6,524	352,66	570,23	190,08
23	Lempung berpasir	20	18,67	20	16,80	1	1	22	411	206,51	6,6	381,67	588,18	196,06
24,5	Lempung	16	19,67	16	16,75	1	1	12	236	118,67	6,583	405,53	524,21	174,74
26	Lempung	23	19,67	23	17,12	1	1	12	236	118,67	6,706	438,37	557,05	185,68
27,5	Lempung	20	22	20	17,28	1	1	12	264	132,75	6,759	467,35	600,11	200,04
29	Lempung	23	24,33	23	17,58	1	1	12	292	146,83	6,86	500,17	647,00	215,67
30	Lempung	30	26,5	30	18,20	1	1	12	318	159,91	7,067	533,03	692,94	230,98

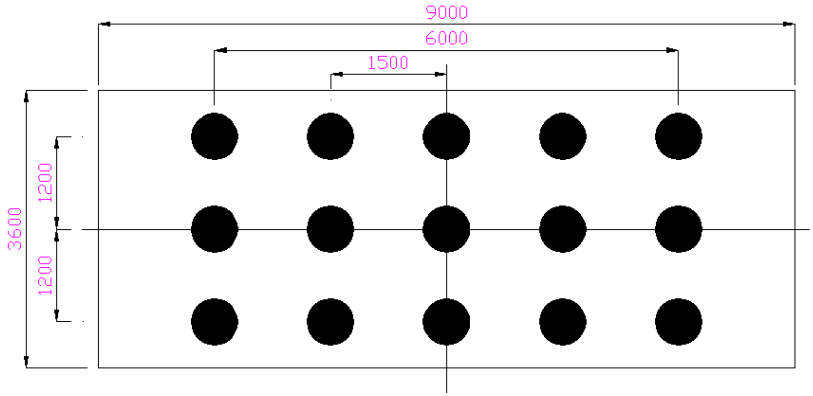
Dari perhitungan diatas didapatkan grafik daya dukung tekanan tanah. Berikut pada gambar 11.6 adalah daya dukung tanah dengan kedalaman tanah :



Gambar 11.6 Grafik kedalaman tanah dan daya dukung tiang

11.7.2.2 Spesifikasi tiang pancang

- **Desain Letak Tiang Pancang**



Gambar 11.7 Letak tiang pancang pada abutmen

Dari gambar diatas bisa dilihat spesifikasi detail tiang pancang yang akan digunakan pada abutmen jembatan rangka batang cisudajaya. Berikut ini adalah data tiang pancang yang akan digunakan :

D = 60 cm
jumlah = 15 buah
kedalaman = 10 meter > 5,32 m (titik jepit tiang) **Oke!**
f'c = 40 Mpa
U = 40 Mpa
Z = 17482,8 cm^3
Mu = M x Z = 6993120 Kg.cm
e = 0
I = 10182857 cm^4
B = 60 cm
E = 29725,41 Mpa
k1 = 4,05 kg/cm^3 (stiff to very stiff)
K = 2,7 kg/cm^3
R = 369,718 cm
Zf = 517,6052 cm

dengan Menggunakan rumusan Tomlinson

Hu = Mu/ (e+ Zf) → (free-headed pile)
Hu = 2.Mu/(e+Zf) → (Fixed-headed pile)
Zf = fixity point
Mu = U.Z
U = tegangan beton
Z = Section modulus
Zf = 1,4 R (untuk stiff over consolidated)
Zf = 1,8 T (untuk normally consolidated clay)

maka, didapatkan nilai :

$$Hu = \frac{2 \times Mu}{e + Zf}$$
$$= 27021{,}06 \text{ kg}$$
$$= 27{,}021 \text{ ton}$$

- **Perhitungan daya dukung lateral tiang pancang**

Dari pehitungan sebelumnya didapatkan rekapan pembebanan pada abutmen yang akan disalurkan ke tiang pancang (pondasi). Berikut pada tabel 11.15 akan dijelaskan kombinasi pembebanan yang bekerja :

Tabel 11.15 Kombinasi beban untuk tiang pancang

no.	kombinasi beban	tegangan	V (ton)	Hy (ton)	Hx (ton)	My (ton.m)	Mx (ton.m)	Hmax (ton)	Tmax
1	kombinasi I	100%	521	18,125	0	-596,73	0	18,1251	0,6713
2	kombinasi II	125%	521,05	32,85	1,64	-441,51	10,31	32,8933	1,21827
3	kombinasi III	140%	521	57,537	1,63944	-286,298	10,309	57,5603	2,13186
4	kombinasi IV	140%	521	57,537	1,63944	-286,298	10,309	57,5603	2,13186
5	kombinasi V	150%	457,9	358,21	50,20906	426,822	237,75	361,71	13,3967

Setelah didapatkan kombinasi pembebanan diatas, kemudian menghitung gaya lateral dari tiang pancang yang akan digunakan. Berikut ini pada tabel 11.16 adalah cara untuk mendapatkan gaya lateral tiang pancang tersebut :

Tabel 11.16 Kombinasi beban maksimal untuk tiang pancang

no.	kombinasi beban	Tx (ton)	Ty (ton)	Tmax (ton)	Hmax
1	kombinasi I	0	18,13	18,125	1,208
2	kombinasi II	1,6394	32,85	32,893	2,193
3	kombinasi III	1,6394	57,54	57,56	3,84
4	kombinasi IV	1,6394	57,54	57,56	3,94
5	kombinasi V	50,21	358,2	361,71	24,114

Setelah mendapatkan beban terbesar untuk gaya lateral tiang pancang, selanjutnya digunakan tabel dan cara berikut ini untuk mengetahui apakah tiang pancang yang akan digunakan layak atau tidak.

Tabel 11.17 spesifikasi tiang pancang dari pabrik

Outside diameter (mm)	Wall thickness (mm)	Class	Concrete cross section (cm2)	Section modulus (cm3)	Bending moment capasity (tf.m)		Allowable axial load (t.f)
					Crack	Ultimate	
500	90	A1	1159	10505	10.5	15.75	185.3
		A2		10579.3	12.5	18.75	181.7
		A3		10653.5	14	21	178.2
		B		10727.8	15	27	174.9
		C		10944.6	17	34	169
600	100	A1	1570	17482.8	17	25.5	252.7
		A2		17577.7	19	28.5	249
		A3		17792.7	22	33	243.2
		B		17949.6	25	45	238.3
		C		18263.4	29	58	229.5

- **Analisa daya dukung tiang pancang group**

berdasarkan jumlah tiang dan pola pemasangan, berikut ini adalah cara mencari daya dukung tiang pancang dalam grup :

P = (P/n) ± {(Mx. X max)/Σx^2} → tinjauan arah x
P = (P/n) ± {(My. Y max)/Σy^2} → tinjauan arah y

Dengan catatan :
Analisa pondasi abutmen :
Xma = 4,5 m
Yma = 1,2 m
maka,
Σx^2 = 126 m^2
Σy^2 = 17,3 m^2

– **Kombinasi satu**

arah x

P1 = (P/n) + {(Mx. X max)/Σx^2}
= 34,74 ton
P2 = (P/n) - {(Mx. X max)/Σx^2}
= 34,74 ton

arah y

P1 = (P/n) + {(My. Y max)/Σy^2}
= - 6,7 ton
P2 = (P/n) - {(My. Y max)/Σy^2}
= 76,18 ton

– **Kombinasi dua**

arah x

P1 = (P/n) + {(Mx. X max)/Σx^2}

= 35,1 ton

P2 = (P/n) - {(Mx. X max)/Σx^2}

= 34,37 ton

arah y

P1 = (P/n) + {(My. Y max)/Σy^2}

= 4,08 ton

P2 = (P/n) - {(My. Y max)/Σy^2}

= 65,4 ton

– **Kombinasi tiga**

arah x

P1 = (P/n) + {(Mx. X max)/Σx^2}

= 35,1 ton

P2 = (P/n) - {(Mx. X max)/Σx^2}

= 34,37 ton

arah y

P1 = (P/n) + {(My. Y max)/Σy^2}

= 14,86 ton

P2 = (P/n) - {(My. Y max)/Σy^2}

= 54,62 ton

– **Kombinasi empat**

arah x

P1 = (P/n) + {(Mx. X max)/Σx^2}

= 35,1 ton

P2 = (P/n) - {(Mx. X max)/Σx^2}

= 34,37 ton

arah y

P1 = (P/n) + {(My. Y max)/Σy^2}

= 14,86 ton

P2 = (P/n) - {(My. Y max)/Σy^2}

= 54,62 ton

– **Kombinasi lima**

arah x

P1 = (P/n) + {(Mx. X max)/Σx^2}

= 39,02 ton

P2 = (P/n) - {(Mx. X max)/Σx^2}

= 22,04 ton

arah y

P1 = (P/n) + {(My. Y max)/Σy^2}

= 60,17 ton

P2 = (P/n) - {(My. Y max)/Σy^2}

= 0,89 ton

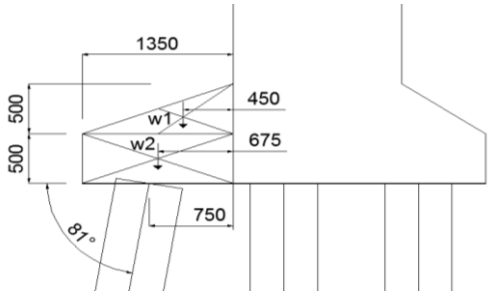
Dari perhitungan kombinasi pada tiang pancang diatas, didapatkan gaya terbesar pada kombinasi satu arah y. Dengan besar P = 68,93 ton. Sedangkan pada perhitungan daya dukung tanah akibat tiang pancang diameter 60 cm kedalaman 10 meter didapatkan nila $Q_{L\ ijin}$ sebesar ± 100 ton. Maka bisa didapatkan perbandingan sebagai berikut ini :

$Q_{L\ ijin}$ > P_{tiang}

± 100 ton > 76,18 ton **(Oke!)**

→ Jadi, tiang pancang diameter 60 cm dengan jumlah 15 buah dan kedalaman 10 meter bisa digunakan untuk pondasi pada jembatan rangka batang cisudajaya.

11.7.2.3 Penulangan tiang pancang



Gambar 11.8 Penulangan pelat abutmen dan tiang pancang

- **Penulangan lentur**

Spesifikasi material tiang pancang ;
f'c = 40 Mpa
fy = 390 Mpa
α = 81°

Dari gambar diatas, maka bisa didapatkan :

w1	= 0,5 x 1,35 x 2,4 x 9 x 0,5		= 7,29 ton
w2	= 0,5 x 1,35 x 2,4 x 9		= 14,58 ton +
		Σw	= 21,87 ton

Mw1	= w1 x 0,45	= 7,29 x 0,45	= 3,28 ton.m
Mw2	= w2 x 0,45	= 14,58 x 0,675	= 89,84 ton.m +
		ΣMw	= 13,12 ton.m

maka,
$P_{\text{tiang pancang}}$ = 683,8 ton

Mp = P x e
= 683,8 x 0,75
= 512,86

Mu = Mp – ΣMw
= 512,86 – 13,12

= 499,74 ton.m
= 4997364055 N.mm

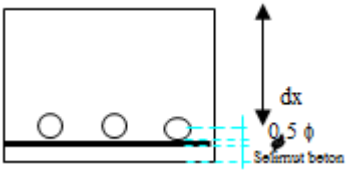
mencari rasio tulangan :

$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} = 0,00359$

$\rho_{max} = \frac{0,85\ x\ \beta 1\ x\ fc'}{fy} x \left(\frac{600}{600+fy}\right) = 0,045$

direncanakan data tulangan sebagai berikut :

t_{pelat} = 50 cm
$D_{tulangan}$ = 25 mm
$D_{tul.memanjang}$ = 25 mm
selimut beton = 5 cm
b = 8000 mm



dx = h – (0,5 x ϕ tulangan) – decking
= 41,25 mm

Rn $= \frac{Mu}{0,85\ x\ b\ x\ d^2}$ = 3,84 Mpa

m $= \frac{fy}{0,85\ x\ fc'}$ = 11,47

Rasio tulangan yang digunakan :

$\rho_{perlu} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ m\ x\ Rn}{fy}}\right)$

$= \frac{1}{11,47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ 11,47\ x\ 3,84}{390}}\right)$

= 0,0105

Dari perhitungan diatas, karena ρ_{perlu} lebih besar dari ρ_{pakai} maka, yang digunakan adalah ρ_{perlu} = 0,0105

Maka, As perlu = ρ x b x d
= 38880,86 mm^2

Dipasang : ϕ25 mm – 80 sejarak 130 mm (As = 39270 mm^2)

Penulangan pada arah memanjang (Arah y)

As_{susut} = ρ_{min} x b x d

= 5330,8 mm^2

Dipasang : ϕ25 mm – 12 sejarak 250 mm (As = 5890 mm^2)

- **Penulangan geser**

Diketahui data – data untuk tulangan geser sebagai berikut ini :

L = 800 cm

Nu = 24,114 ton = 241140 N

Vu = 662 ton = 6619412 N

Direncanakan :

t_{pelat} = 50 cm

$D_{tulangan}$ = 22 mm

$D_{tul.sengkang}$ = 12 mm

dx = h – (0,5 x ϕ tulangan) – decking

= 477 mm

ϕ Vc = $\phi \frac{1}{6}\sqrt{f'c} \times t \times d \times \left(1 + \frac{Nu}{14 \times As}\right)$

dimana ;

As = $t_{abutmen}$ x $P_{abutmen}$

= 450000 mm^2

ϕ = 0,6

maka, ϕ Vc = $\phi \frac{1}{6}\sqrt{40} \times 500 \times 477 \times \left(1 + \frac{241140}{14 \times 450000}\right)$

= 151418 N

karena 0,5 ϕVc < Vu

75709 N < 6619412 N

maka, perlu tulangan geser

Vu = 6619412 N = 6619,41 kN

Vc $= \frac{1}{6}\sqrt{f'c} \times b \times d$

$= \frac{1}{6}\sqrt{40} \times 9000 \times 500$

= 4743,416 kN

Vs $_{min}$ $= \frac{1}{3} \times b \times d$

$= \frac{1}{3} \times 9000 \times 500$

= 1500 kN

Vs $_{max}$ $= \frac{2}{3}\sqrt{f'c} \times b \times d$

$= \frac{2}{3}\sqrt{40} \times 9000 \times 500$

= 18973,67 kN

maka,

Vs $_{perlu}$ = (Vu – 0,75 Vc) / 0,75

= (6619,41 – 0,75 x 4743,416) / 0,75

= 4082,466 kN

jumlah yang digunakan = 900 / 50

= 18

Av $= \pi \times r^2 \times n$

= 3,14 x 11^2 x 18

= 6838,92 mm^2

S_{perlu} $= \frac{Av \times fy \times d}{Vs}$

= 326,663 mm

S $_{pasang}$ = 330 mm

maka,

Vs $= \frac{Av \times fy \times d}{Spasang}$

= 4082,5

jadi, ϕ Vn > Vu

0,75 (Vc + Vs) > 6643,71

6623,45 kN > 6619,41 kN **(Oke!)**

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

BIODATA PENULIS

Penulis yang bernama lengkap Tubagus Kamaludin ini dilahirkan di kota Surabaya pada tanggal 24 Oktober 1992. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN Ngagel I Surabaya, SMP Negeri 12 Surabaya dan SMA Negeri 5 Surabaya. Lulus dari SMA, penulis kemudian melanjutkan pendidikan program sarjana (S1) di Jurusan Teknik Sipil ITS pada tahun 2010 melalui jalur mandiri dan terdaftar dengan NRP 3110100076. Gelar Sarjana Teknik diperoleh penulis pada tahun 2014 dengan judul Tugas Akhir *"Modifiikasi Jembatan Cisudajaya – Kab. Sukabumi, Jawa Barat Dengan Sistem Rangka Batang Menggunakan Material Fiber Reinforced Polymer (FRP)".*

Email : Tubaguskamaludin@gmail.com